



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Calibración del coeficiente parcial de seguridad para el hormigón reforzado con fibras sometido a tracción

Treball realitzat per:

Víctor Cugat Martí

Dirigit per:

Alberto de la Fuente Antequera

Sergio Henrique Píalarissi Cavalaro

Màster en:

Enginyeria de Camins, Canals i Ports

Barcelona, **setembre de 2017**

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, me gustaría agradecer a los profesores Albert de la Fuente y Sergio Henrique Píalarissi por haber sido mis tutores en este trabajo, por toda la ayuda recibida y por la paciencia y amabilidad mostradas a lo largo de las reuniones que hemos tenido. Gracias por guiarme en todo momento y brindarme la oportunidad de conocer un poco más de cerca el mundo de la investigación.

También quiero agradecer la colaboración indispensable del profesor Jesús Miguel Bairan. Gracias por participar en una parte importante de este trabajo y por recibirme en tu despacho cuando era necesario. Tus conocimientos en algunos aspectos técnicos de esta investigación han sido de gran ayuda para poder tirar este proyecto adelante.

Agradecer también al profesor Antonio Aguado el haberme introducido la temática de este trabajo y dado la oportunidad de desarrollar un trabajo de investigación en esta rama. Gracias por el consejo ofrecido en todo momento, y por la ayuda proporcionada tanto de forma directa como indirecta.

Dar las gracias a todas las amistades y compañeros de trabajo que en algún momento han mostrado su interés en el proyecto, que se han ofrecido a ayudarme o que me han brindado cualquier tipo de facilidad para allanarme el camino.

Por último, muchas gracias a mi familia y personas más cercanas, por todo el apoyo moral y ayuda recibidos y por levantarme el ánimo en los momentos que era conveniente.

A todos vosotros, ¡muchas gracias!

RESUMEN

El uso del hormigón reforzado con fibras (HRF) para la producción de dovelas para túneles construidos mediante tuneladora es una tendencia que ha ido creciendo con los años. Sin ir más lejos, a día de hoy se han construido más de 50 túneles con este material estructural, usando en algunos de los casos únicamente fibras como refuerzo. Diversas guías de diseño (p. ej. fib Model Code 2010) ya incluyen el HRF como material estructural. Además, existen también algunas guías específicas que contemplan el diseño de dovelas prefabricadas de HRF (p. ej. ITAtech Report/7-15 y ACI 544.7R-16).

Estas guías tratan el aspecto de diseño del HRF considerando el formato de seguridad tradicional de los Estados Límite. Así pues, se consideran coeficientes parciales de seguridad tanto para las cargas (γ_Q) como para las resistencias de los materiales (γ_M). En particular, la magnitud del γ_M considerado es el mismo tanto para esfuerzos a compresión como a tracción. Sin embargo, esta suposición puede ser poco realista, sobretudo en términos de resistencia residual a flexotracción (f_R), ya que esta propiedad presenta una dispersión mayor que la de la resistencia a compresión (f_c).

Este suceso se acentúa con elementos con una superficie de rotura reducida (p. ej. vigas) debido al gran impacto que las incertidumbres del material como la orientación y distribución de las fibras tienen sobre la variabilidad de f_R . Consecuentemente, esta suposición puede llevar a índices de fiabilidad (β) más bajos que los establecidos para estructuras de hormigón con armado tradicional. Aun así, esta variabilidad tiende a reducirse cuando el ancho de la sección fisurada aumenta (p. ej. losas).

En este trabajo se presentan los resultados de un análisis de fiabilidad estructural realizado para calibrar el coeficiente parcial de seguridad de f_R . Para ello se han considerado ensayos a escala real a flexotracción ejecutados sobre dovelas prefabricadas con diferentes dimensiones, cantidades y tipos de fibra. Además, se ha estudiado la variabilidad de la dispersión del HRF debida el efecto tamaño del elemento.

ABSTRACT

The use of fibre reinforced concrete (FRC) to produce segmental linings of TBM-constructed tunnels is an increasing tendency. So far, more than 50 tunnels have been constructed with this structural material, in some of these even using solely fibres as reinforcement. Moreover, several design guidelines (e.g., fib Model Code 2010) already include the FRC as structural material. There also exist specific guidelines for the design of FRC precast segment linings (e.g., ITAtech Report/7-15 and ACI 544.7R-16).

These guidelines deal with the design of FRC considering the traditional limit state safety format. Therefore, partial safety factors for both the loads (γ_L) and material strengths (γ_M) must be considered. In particular, the magnitude of γ_M considered for compressive and tensile FRC strengths are assumed to be the same. Nonetheless, this assumption can be unrealistic, particularly in terms of flexural residual strength (f_R) since this property presents higher scatter than the compressive strength (f_c).

This is particularly true for elements with a reduced cracking surface (e.g., beams) due to the higher impact that uncertainties like fibre orientation and distribution have on the variability of f_R . Therefore, this assumption can lead to lower reliability indexes (β) than those established for traditional reinforced concrete structures. However, this variability tends to decrease with the increase of the width of the cracked sections (e.g., slabs).

The results of a structural reliability analysis carried out to calibrate the partial safety factor for f_R are presented. Full-scale bending tests on precast segments with different dimensions, amounts and type of fibres were considered. Furthermore, the scatter variability of FRC due to the size effect has been studied.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. RAZÓN DE SER	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. Objetivos generales.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. CONTENIDO DEL DOCUMENTO.....	4
2. ESTADO DEL ARTE.....	5
2.1. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.....	5
2.1.1. Aspectos generales.....	5
2.1.2. Comportamiento mecánico.....	7
2.1.3. Ensayos	8
2.1.4. Normativas	10
2.2. DOVELAS PREFABRICADAS DE HRF.....	12
2.3. ANÁLISIS DE FIABILIDAD ESTRUCTURAL.....	15
2.3.1. Función de Estado Límite y Probabilidad de Fallo.....	16
2.3.2. Índice de fiabilidad	17
3. DISPERSIÓN INTRÍNSECA DEL HRF	21
3.1. INTRODUCCIÓN	21
3.2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....	23
3.2.1. Campaña experimental nº 1	24
3.2.2. Campaña experimental nº 2	27
3.2.3. Recopilación de resultados	30
3.3. METODOLOGÍA	32
3.4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	34
3.4.1. Expresión simplificada para estimar la dispersión intrínseca	36

4. CALIBRACIÓN DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD DEL HRF	41
4.1. INTRODUCCIÓN	41
4.2. METODOLOGÍA	42
4.2.1. Planteamiento probabilístico del problema	43
4.2.2. Método FORM.....	46
4.2.3. Simulaciones de Montecarlo.....	48
4.3. CAMPAÑAS EXPERIMENTALES	49
4.3.1. Dovelas para túneles de metro	50
4.3.2. Dovelas para túneles ferroviarios	60
4.3.3. Dovelas para pozos verticales.....	63
4.3.4. Segmentos para proyectos de investigación.....	65
4.3.5. Recopilación de datos.....	68
4.4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	70
4.4.1. Resultados del método FORM.....	70
4.4.2. Resultados de las simulaciones de Montecarlo	73
5. CONCLUSIONES	75
5.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	75
5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS	76
5.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	77
BIBLIOGRAFÍA	79
ANEJO 1	85
ALGORITMOS DE MATLAB	85
Algoritmo del estudio del efecto tamaño	85
Algoritmo del método FORM.....	86
Algoritmo de las simulaciones de Montecarlo	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Esquema que muestra la función de “cosido” que desempeñan las fibras en una sección fisurada de hormigón (Cánovas, 1982).....	6
Figura 2.2. Ecuación constitutiva de un elemento de HRF sometido a tracción o a flexotracción (Guillamón, 2013).	7
Figura 2.3. Sección transversal y planta de una dovela armada con una configuración mixta, consistente en un zuncho perimetral y una matriz de HRF (Guillamón, 2013). 14	
Figura 2.4. Fases transitorias de carga de las dovelas: a) desmoldeo, b) acopio, c) transporte y d) empuje del gato hidráulico (Liao <i>et al.</i> , 2015a).....	15
Figura 2.5. Funciones de densidad de probabilidad de R y S . Coloreado en azul se muestra la probabilidad de fallo de la estructura (Faber y Sørensen, 2002).....	17
Figura 2.6. Definición del índice de fiabilidad como la mínima distancia en el espacio de variables en forma reducida (Nowak y Collins, 2000).....	18
Figura 3.1. Tipos de dispersión (Cavalero y Aguado, 2015).	22
Figura 3.2. Vista de una tuneladora vertical para pozos (<i>VSM</i> o <i>Vertical Shaft Machine</i>) (Liao <i>et al.</i> , 2015b).	23
Figura 3.3. Curvas F-CMOD promedio de las distintas dosificaciones del ensayo a flexotracción.....	26
Figura 3.4. Curvas F-CMOD promedio de las distintas dosificaciones del ensayo a flexotracción.....	29
Figura 3.5. Distribución de tensiones en ELU para una sección totalmente fisurada.	32
Figura 3.6. a) Configuración del ensayo 3-PBT (mm) y b) Relación F-CMOD.....	33
Figura 3.7. Esquema de una pieza de HRF con una sección de $1200 \times 300 \text{ mm}^2$	34
Figura 3.8. Dispersión intrínseca de f_{R3} para valores de CV_{iBT} de: a) 10%, b) 15%, c) 20% y d) 25%.....	35
Figura 3.9. Dispersión de f_{R3} para elementos de distintos tamaños y con un $CV_{BT}=18,6\%$...38	
Figura 4.1. Relación Momento – Curvatura de la sección más crítica con diferentes configuraciones de refuerzo (Liao <i>et al.</i> , 2016).	44

Figura 4.2. Evaluación de la fiabilidad mediante simulaciones de Montecarlo (Kadry <i>et al.</i> , 2007).	49
Figura 4.3. Ensayo a flexotracción de una dovela a escala real con una cuantía de fibras de acero de 50 kg/m ³ (Laboratorio de la UPC, Barcelona).	50
Figura 4.4. Sección transversal del revestimiento del túnel formado por 7+1 dovelas.	51
Figura 4.5. Configuración del ensayo a flexotracción.	52
Figura 4.6. Curvas carga-apertura de fisura de las dovelas.....	53
Figura 4.7. Sección transversal del revestimiento del túnel formado por 4+2 dovelas.	54
Figura 4.8. Configuración del ensayo a flexotracción.	55
Figura 4.9. Diagramas de carga-desplazamiento en el centro del vano de las 6 probetas...55	
Figura 4.10. Sección transversal del túnel de la Línea 5 de São Paulo, dónde se aprecian los distintos segmentos del anillo de revestimiento.....	56
Figura 4.11. a) Vista general del pórtico del ensayo, y b) Vista detallada del sistema de distribución de la carga aplicada.	57
Figura 4.12. Resultados obtenidos de los ensayos a escala real: a) 35 kg/m ³ , y b) 40 kg/m ³	58
Figura 4.13. Configuración del ensayo a flexotracción.....	59
Figura 4.14. Curvas carga-desplazamiento: HRF (línea continua) y HA (línea discontinua).	60
Figura 4.15. Curvas carga-desplazamiento vertical para 30 kg/m ³ (serie FA) y 40 kg/m ³ (serie FB).	62
Figura 4.16. Configuración del ensayo a flexotracción a escala real.....	62
Figura 4.17. Sección transversal del pozo de Montcada i Reixac.	63
Figura 4.18. Curvas carga-CMOD de las dovelas: HC (línea discontinua) y HAC (línea continua).	65
Figura 4.19. Configuración del ensayo a flexotracción de las losas.	67
Figura 4.20. Curva carga-desplazamiento de la losa con 20 kg/m ³ de fibras tipo 4D.....	68
Figura 4.21. Relación $\beta - \gamma f R 3k$ obtenida con el método FORM para una dovela de HRF sometida a flexotracción en ELU.....	71

Figura 4.22. Relación $\beta - \gamma f R 3k$ obtenida con las simulaciones de Montecarlo para una dovela de HRF sometida a flexotracción en ELU.	73
--	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Comparación entre las variables más significativas entre ensayos (Saludes, 2006).	9
Tabla 2.2. Modelos constitutivos en normativas europeas (Blanco et al., 2013).	11
Tabla 2.3. Construcciones subterráneas donde se ha empleado HRF (de la Fuente <i>et al.</i> , 2013).	13
Tabla 2.4. Probabilidad de fallo P_f e índice de fiabilidad β (Melchers, 1999).	18
Tabla 3.1. Composición de las dosificaciones de hormigón convencional y autocompactante.	24
Tabla 3.2. Resultados del hormigón en estado fresco.	24
Tabla 3.3. Resultados medios del hormigón endurecido: f_c , f_L , f_{R1} y f_{R3} (en N/mm ²) y CV (%).	25
Tabla 3.4. Composición de las cuatro dosificaciones empleadas.	27
Tabla 3.5. Resultados del hormigón en estado fresco.	28
Tabla 3.6. Resultados medios del hormigón endurecido: f_c , f_L , f_{R1} y f_{R3} (en N/mm ²) y CV (%).	29
Tabla 3.7. Recopilación de los resultados de los ensayos a flexotracción de ambas campañas experimentales (en N/mm ² y en %).	31
Tabla 3.8. Resistencia residual última promedio de las campañas experimentales.	31
Tabla 3.9. Parámetros para estimar el $CViRS$ de f_{R3}	36
Tabla 4.1. Coeficientes Parciales de Seguridad para ELU (Model Code 2010).	41
Tabla 4.2. Variables aleatorias de la función g	45
Tabla 4.3. Dosificación del hormigón base.	52
Tabla 4.4. Parámetros geométricos de los segmentos del anillo (en mm).	57
Tabla 4.5. Dosificación de la mezcla de hormigón.	59
Tabla 4.6. Dosificación del hormigón.	61

Tabla 4.7. Dosificación de los hormigones.	64
Tabla 4.8. Dosificación del hormigón.	66
Tabla 4.9. Características principales del tipo de fibras.	66
Tabla 4.10. Campañas experimentales sobre ensayos a flexotracción a escala real en dovelas/segmentos de HRF.	69
Tabla 4.11. Valor global promedio del factor de sesgo y su coeficiente de variación.	69

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Como es sabido, el hormigón es el material más utilizado en la construcción debido a su fácil fabricación, su bajo coste económico, su alta durabilidad y su elevada resistencia a compresión. Sin embargo, el material presenta una resistencia a tracción considerablemente baja, lo que hace que tenga que ser combinado con otros materiales, como el acero, para su uso estructural.

Para mejorar distintos aspectos del comportamiento mecánico del hormigón, entre ellos su baja resistencia a tracción, a lo largo de los años han aparecido nuevas técnicas que incorporan el empleo de hormigones especiales, entre los que se encuentra el hormigón reforzado con fibras (de ahora en adelante HRF). Dicho hormigón incluye en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa, con la finalidad principal de proporcionar ductilidad al material en su fase post-fisuración. Esto confiere al hormigón un aumento de la resistencia a tracción en el estado residual, permitiendo un mayor control de la fisuración.

Las aplicaciones del HRF como material estructural son varias, entre las cuales destacan pavimentos, soleras industriales, tuberías, obras hidráulicas, estabilización de taludes, etc. Un campo de aplicación donde el HRF ha ganado una importancia considerable es en la ejecución de las dovelas usadas para el revestimiento de túneles mediante tuneladora. Estas piezas, que conforman un anillo perimetral encargado de soportar los empujes del terreno y otras cargas, una vez colocadas y en servicio trabajan principalmente a compresión. Como resultado, el refuerzo habitual de estos segmentos consiste normalmente de una cantidad mínima de barras de acero establecida en las normativas para evitar una posible rotura frágil que pudiese ocurrir durante las fases transitorias de carga

de los mismos. Estas fases corresponden básicamente al desmoldeo de las piezas, a su transporte, a su acopio y al empuje generado por los gatos hidráulicos de la tuneladora para su colocación. En estos casos, la completa sustitución del refuerzo tradicional por fibras de acero en la ejecución de dovelas prefabricadas de hormigón resulta una alternativa muy viable tanto a nivel técnico como económico (de la Fuente *et al.*, 2012a; Liao *et al.*, 2015a); esto se ha demostrado incluso desde puntos de vista sociales y medioambientales dentro del enfoque de sostenibilidad (de la Fuente *et al.*, 2017).

Debido al importante uso que ha ganado el HRF en los diversos campos de aplicación como es el de dovelas para túneles, existen códigos y normativas tanto generales (p. ej. Model Code 2010) como específicos (ITAtch Report n°7 2015; ACI 544.7R-16 report) que contemplan las bases de cálculo del diseño estructural de este nuevo material. Estas normativas consideran el formato de seguridad tradicional de los Estados Límite, donde se tienen en cuenta, según el modelo de carga correspondiente, unos coeficientes parciales de seguridad u otros. Actualmente, todas las normativas existentes consideran que el coeficiente parcial de seguridad a aplicar para la resistencia del HRF (γ_M) es el mismo tanto para esfuerzos a compresión como tracción. Dicho coeficiente toma el valor de 1,0 para ELS y de 1,5 para ELU, los mismos valores que los coeficientes utilizados para el hormigón convencional.

1.2. RAZÓN DE SER

El hecho de considerar el mismo coeficiente parcial de seguridad para esfuerzos a compresión y a tracción puede resultar poco realista en el caso del HRF, sobre todo por lo que respecta a la resistencia residual a flexotracción (f_R). Dicha resistencia presenta mayores dispersiones que los esfuerzos a compresión, pues en tracción las fibras contribuyen a la resistencia del material. El gran impacto que tienen las incertidumbres generadas por la distribución y orientación aleatoria de las fibras comporta una elevada variabilidad en la resistencia f_R . Consecuentemente, esta suposición puede conllevar que el índice de fiabilidad de la estructura (β) disminuya respecto al índice establecido en los códigos y normativas para estructuras de hormigón con armado tradicional, pudiendo generar situaciones con un nivel de inseguridad mayor al previsto en (de la Fuente *et al.*, 2018).

Aparte, varios estudios indican que la dispersión real en estado residual del HRF se reduce de forma drástica cuando aumentan las dimensiones de la superficie fisurada del elemento (di Prisco *et al.*, 2009; de la Fuente *et al.*, 2013b; Cavalaro y Aguado, 2015). Tales observaciones ponen de relieve una posible contradicción en el diseño del HRF, pues la variabilidad y, por consiguiente, los valores característicos obtenidos de ensayos con probetas de laboratorio a pequeña escala, podrían no ser representativos de la estructura a escala real. Esto podría penalizar al material en cuanto a su diseño estructural, obligando a dimensionar con unas cuantías de fibras muy elevadas, haciéndolo poco competitivo tanto técnica como económicamente en comparación con otros materiales como el hormigón armado convencional.

Según la literatura científica revisada, a día de hoy existe una extensa investigación en cuanto al comportamiento de dovelas prefabricadas con HRF sometidas a flexión (Plizzari and Tiberti, 2006; Caratelli *et al.*, 2011; de la Fuente *et al.*, 2012; Liao *et al.*, 2015a; Liao *et al.*, 2016), a cargas *in situ* (Molins and Arnau, 2011; Arnau and Molins 2011; Arnau and Molins 2012; Arnau and Molins 2015), al empuje de los gatos hidráulicos (Tiberti *et al.*, 2015; Liao *et al.*, 2015b; Conforti *et al.*, 2016; Meda *et al.*, 2016), al fuego (Lilliu and Meda 2013;) y a explosiones (Colombo *et al.*, 2015; Colombo *et al.*, 2016). Así mismo, también se ha indagado en el diseño en general de las dovelas (Sorelli and Toutlemonde, 2005; Caratelli *et al.*, 2012; di Carlo *et al.*, 2016), a las tolerancias existentes en el proceso de producción (Cavalero *et al.*, 2011; Cavalero *et al.*, 2012) y al control de calidad del HRF usando el ensayo Barcelona (Molins *et al.*, 2009; Blanco *et al.*, 2015; Pujadas *et al.*, 2013; Pujadas *et al.*, 2014; Carmona *et al.*, 2016) y ensayos magnéticos para determinar la cantidad y distribución de fibras (Torrents *et al.*, 2012, Cavalero y Aguado, 2015). Aun así, en la literatura científica revisada no se han encontrado demasiadas vías de investigación, aparte de alguna tesina de universidad, relacionadas con la fiabilidad estructural ni con la calibración de los coeficientes de seguridad para el diseño del HRF.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivos generales

Los objetivos principales de este trabajo, siguiendo un poco la línea de un estudio encontrado en la literatura (Camós, 2009), son: (1) realizar un análisis de fiabilidad estructural con el fin de calibrar el coeficiente parcial de seguridad a utilizar en dovelas prefabricadas con HRF sometidas a esfuerzos de flexotracción, y (2) conocer la variabilidad de la resistencia residual a flexotracción del HRF (f_R) según el efecto tamaño del elemento, y como afecta ésta a piezas tipo dovelas de túnel.

1.3.2. Objetivos específicos

Para alcanzar los objetivos generales se proponen los siguientes objetivos específicos:

- Realizar una revisión de los ensayos de caracterización y normativas utilizadas actualmente para el diseño del HRF.
- Analizar campañas experimentales de laboratorio de probetas a pequeña escala que se utilizaran para caracterizar el comportamiento del HRF a flexotracción.
- Definir un modelo constitutivo para una sección de HRF sometida a flexotracción y realizar un estudio paramétrico para determinar la variabilidad de la dispersión de la resistencia f_R en función del tamaño del elemento.
- Proponer una expresión que permita calcular de forma simplificada la dispersión de f_R según el tamaño del elemento.

- Analizar exhaustivamente campañas experimentales de dovelas prefabricadas con HRF y sometidas a flexotracción para determinar el comportamiento del material en elementos a escala real.
- Llevar a cabo un análisis de fiabilidad estructural sobre dovelas de HRF para túneles sometidas a esfuerzos a flexotracción, para determinar la fiabilidad real del elemento y poder calibrar el coeficiente parcial de seguridad del material.
- Proponer, en caso de que los resultados lo permitan, un valor del coeficiente parcial de seguridad para la resistencia residual a flexotracción del HRF.

1.4. CONTENIDO DEL DOCUMENTO

El presente trabajo se ha estructurado en cinco capítulos. En el **Capítulo 1**, el actual, se hace una introducción del tema, con unos antecedentes donde se pone al lector en contexto, una razón de ser para mostrar la problemática existente y, finalmente, se citan los objetivos generales y específicos del trabajo.

El **Capítulo 2** corresponde a un estado del arte sobre el hormigón con fibras, sus principales características como material estructural y los ensayos y normativas que contemplan su caracterización y diseño. Seguidamente se centra en el uso del HRF para dovelas de túneles, donde se muestran las campañas existentes con este material actualmente y se repasan las situaciones de carga a las que se ven sometidos este tipo de elementos. Finalmente se hace una revisión de los conceptos básicos de fiabilidad estructural.

El **Capítulo 3** se centra en una de las dos partes importantes de este trabajo, que consiste en evaluar la variabilidad de la dispersión de la resistencia f_R según el tamaño del elemento. Su importancia reside en el hecho de disponer de un mayor conocimiento del material, para posteriormente poder realizar un análisis de fiabilidad estructural más fidedigno al comportamiento real del HRF. El capítulo se estructura con una introducción, un apartado donde se muestra la metodología seguida, un apartado con las campañas experimentales analizadas y, por último, uno perteneciente a los resultados obtenidos.

El **Capítulo 4** concentra la parte con más peso de todo el trabajo, pues muestra todo el proceso realizado para llevar a cabo el análisis de fiabilidad estructural para el caso de dovelas de HRF sometidas a flexotracción, permitiendo realizar la calibración del coeficiente parcial de seguridad del material. El capítulo se organiza igual que el capítulo 3.

En el **Capítulo 5** se explican las conclusiones generales y específicas extraídas de todo el trabajo realizado, y se complementa con unas ideas que se proponen para posibles futuras líneas de investigación.

El último capítulo del trabajo, el **Anejo 1**, situado después de la Bibliografía, presenta los códigos programados en Matlab de los distintos modelos utilizados y que han servido para obtener los resultados de este trabajo.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

2.1.1. Aspectos generales

El hormigón es un material compuesto, formado por un esqueleto mineral constituido por áridos de distintos tamaños ligados por el cemento, un conglomerante que desempeña la función de matriz. Aunque se considera un material homogéneo en su conjunto, es muy heterogéneo en su detalle pues resiste bien los esfuerzos de compresión mientras que acusa una clara debilidad para soportar esfuerzos de tracción (Páez, 1986). Es por esto que es usado frecuentemente de forma conjunta con otros materiales estructurales como el acero, que mediante las armaduras tradicionales complementan la respuesta mecánica del material, confiriéndole unas buenas propiedades frente a todo tipo de esfuerzos (tracción, flexión, cortante, etc.).

Como complemento al hormigón armado (HA), en la década de los años 60 surgió un nuevo tipo de hormigón, el hormigón reforzado con fibras (HRF). Desde entonces, este material compuesto no ha dejado de evolucionar hasta el día de hoy debido al gran volumen de investigación que ha involucrado. Aun así, el HRF presenta aún muy recorrido científico por delante, como lo demuestran todas las líneas de investigación abiertas actualmente.

Las fibras en el hormigón se comportan de un modo algo distinto a como lo hacen las barras tradicionales de acero corrugado. Las fibras proporcionan al hormigón principalmente ductilidad y tenacidad, especialmente en el estado residual, cuando ya se ha producido alguna fisura en el material. Esto confiere un control de la fisuración, creando un efecto de “cosido” entre las dos caras de la pieza rota (Figura 2.1). Además de éstas, hay otras aportaciones de las fibras que quedan en un segundo plano debido a que se alejan del

objeto de estudio de este trabajo, como por ejemplo un aumento de la resistencia frente al fuego o frente a impactos.

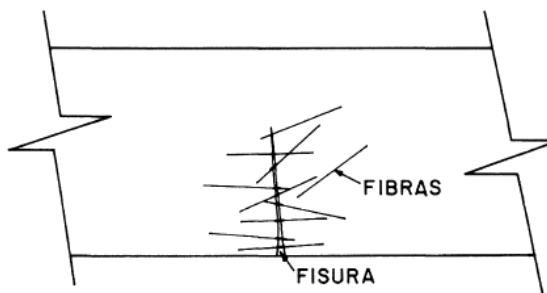


Figura 2.1. Esquema que muestra la función de "cosido" que desempeñan las fibras en una sección fisurada de hormigón (Cánovas, 1982).

Las fibras empleadas en el hormigón reforzado son discontinuas, presentando una distribución discreta con una orientación aleatoria. La efectividad de la acción reforzante y la eficacia en la transmisión de tensiones depende de muchos factores pero, especialmente, de la naturaleza y del tipo de fibra empleado (Cánovas, 1982).

Hoy en día existe una gran cantidad de tipos de fibras atendiendo al material, forma y prestaciones. Las hay de metálicas, orgánicas e inorgánicas (fibra de vidrio, fibra de carbono, etc.), y con formas diversas (lisas, onduladas, con extremos conformados, etc.). Las más usadas son las fibras metálicas de acero, por ser las más eficaces y económicas. El acero posee un módulo de elasticidad diez veces superior al del hormigón; las fibras de acero presentan una buena adherencia a la pasta, un alto alargamiento de rotura y, por otra parte, son fáciles de mezclar. Este trabajo centra la atención en el hormigón reforzado con fibras de acero, aunque se hable del término general de hormigón reforzado con fibras (HRF).

Las fibras se pueden añadir a la mezcla de hormigón en cuantías muy diversas, dependiendo de las propiedades finales del material que se quieran conseguir. Las cuantías de fibras más comúnmente utilizadas para elementos estructurales oscilan entre los 20 kg/m³ y los 60 kg/m³, lo que no quiere decir que existan otras dosificaciones para las mismas finalidades.

Las ventajas principales que puede producir la incorporación de fibras de acero a los hormigones se pueden resumir en las siguientes (Cánovas, 1982):

- Mejora del comportamiento a flexotracción.
- Incremento de la resistencia a rotura.
- Reducción de la deformación bajo cargas permanentes.
- Aumento de la resistencia a tracción.
- Reducción de la fragilidad, aumento de la tenacidad.
- Fuerte incremento en la resistencia a impacto y choque.
- Fisuración controlada.
- Gran resistencia a fatiga dinámica.
- Aumento de la durabilidad.

2.1.2. Comportamiento mecánico

Para el correcto análisis del comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibras hay que tener en cuenta la composición misma del material, con lo que hay que considerar los tres factores siguientes:

- Matriz de hormigón
- Fibras de acero
- Interacción entre ambos materiales

La respuesta de un elemento de HRF vendrá determinada pues por la aportación de cada material tanto de forma separada como conjunta, dependiendo de la fase de rotura. Considérese un elemento de hormigón reforzado con fibras sometido a tracción o a flexotracción (Figura 2.2). Cuando se inicia el proceso de carga, el encargado de resistir dicha carga es el hormigón, con lo que el trabajo de las fibras en esta fase será mínimo o nulo. La transmisión de carga entre el hormigón y las fibras empieza progresivamente en el punto que empieza a fisurarse la matriz del conglomerado, cuando gracias al anclaje de las fibras dentro del hormigón comienzan a resistir parte de la carga. Dicha transmisión de carga resistida hacia las fibras va creciendo hasta que son prácticamente éstas las únicas en trabajar. Si se sigue aumentando la carga, llega un punto en que se empiezan a producir deslizamientos de las fibras de la matriz de hormigón donde estaban ancladas; es entonces cuando se produce una fase de descarga debido a la pérdida de anclaje de las fibras. Finalmente, las fibras acaban fallando por deslizamiento, sin poder realizar hasta el final la función de cosido de las microfisuras.

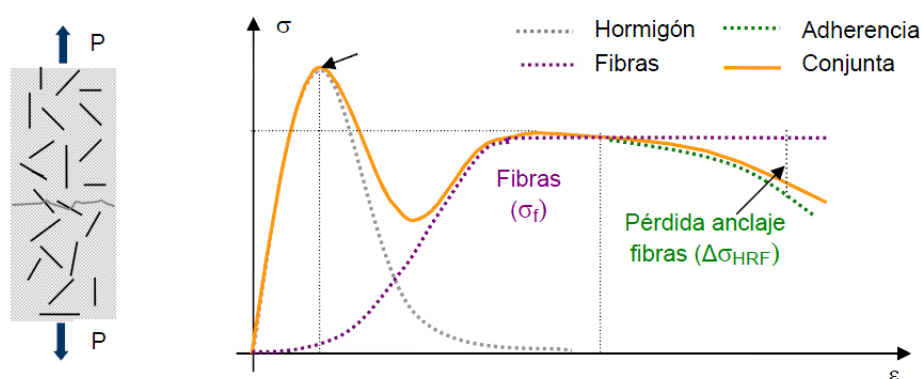


Figura 2.2. Ecuación constitutiva de un elemento de HRF sometido a tracción o a flexotracción (Guillamón, 2013).

Aunque se acabe produciendo fallada de las fibras, es muy importante su aportación de ductilidad en la ruptura del elemento. La ductilidad es uno de los parámetros más importantes de las fibras en el hormigón, ya que a mayor ductilidad, más gradual es el tipo de rotura, lo que permitiría adoptar las respectivas medidas de seguridad en caso de ser necesarias. Es importante destacar que es preferible un fallo debido a la pérdida de adherencia de las fibras antes de que éstas alcancen su límite tensional. La razón de esto se encuentra en el tipo de rotura que comporta cada tipo de fallo: mientras que la pérdida de

adherencia de las fibras genera una rotura dúctil, el alcance del límite tensional de las fibras de acero produce una rotura frágil, al romperse las fibras de forma instantánea, con unas peores consecuencias que esto puede conllevar.

Analizando el comportamiento por separado tanto del hormigón como de las fibras frente a los esfuerzos producidos por las cargas, se pueden apreciar distintas conductas. En el caso del hormigón, la resistencia a tracción o a flexotracción se debe al comportamiento mecánico que puede tener la pasta de cemento y los áridos agregados, es decir, depende de la naturaleza de los materiales que lo componen, que en este caso son materiales frágiles.

En el caso de las fibras embebidas en el hormigón, el factor que más afecta al comportamiento tensión-deformación de la fibra será la adherencia que ésta tenga con el hormigón, y eso dependerá en gran medida del tipo de fibra. Es por esto que éstas toman formas varias, con distintas configuraciones en los extremos, para buscar un agarre mayor. El tipo de hormigón y el esqueleto mineral que éste tenga también pueden influir en dicha adherencia entre ambas partes.

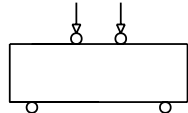
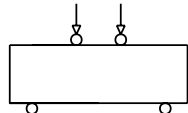
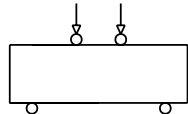
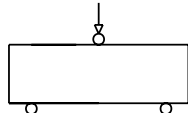
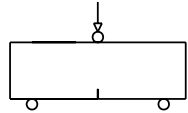
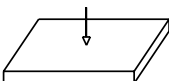
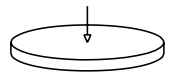

2.1.3. Ensayos

Para poder conocer el comportamiento del HRF en régimen post-fisuración y poder definir su ecuación constitutiva hay que realizar en primer lugar la caracterización del material mediante ensayos. El hecho de obtener elevadas dispersiones en los resultados de los ensayos de la caracterización del material puede afectar a los valores característicos a partir de los cuáles se definen las ecuaciones constitutivas.

Los ensayos que recogen el comportamiento uniaxial del HRF en régimen post-fisuración de manera más veraz son los ensayos de tracción uniaxial. No obstante, estos ensayos presentan una serie de dificultades técnicas que influyen en los resultados finales de forma inevitable. Dichas dificultades son tales como la sujeción de la probeta y estabilidad del ensayo, además de las eventuales excentricidades, difícilmente evitables, o la rotura de la probeta por sus extremos (Van Mier y Van Vliet, 2002; Walraven, 2009). Esto conlleva unos coeficientes de variación muy elevados, aproximadamente del 30%, lo que hace difícil su aplicación para el control sistemático del HRF (Stroband, 1998; Saludes, 2006).

Consecuentemente, se han propuesto otro tipo de ensayos, los cuáles son menos directos pero más simples de ejecutar. Entre ellos se encuentran el ensayo de doble punzonamiento, también llamado ensayo Barcelona, el ensayo brasileño, el ensayo Wedge-splitting, etc. Además de estos, las normas y códigos de referencia recomiendan el empleo de ensayos a flexotracción sobre probetas prismáticas, con cargas tanto en el centro (con o sin entalla) como cargas aplicadas a tercios de los apoyos. La Tabla 2.1 muestra algunos de los ensayos más utilizados en la actualidad.

Tabla 2.1. Comparación entre las variables más significativas entre ensayos (Saludes, 2006).

ENSAYO	ESQUEMA	DIMENSIONES (cm)	PESO (Kg)	SUPERFICIE ESPECÍFICA DE ROTURA	C.V. (%)
Ensayo de viga con carga a tercios (ASTM C-1018)		35x10x10	8,40	0,0286	15
Ensayo de viga con carga a tercios (NBN B 15-238)		(60-75)x15x15	40,50	0,0133	12-20
Ensayo de viga con carga a tercios		55x7,5x12,5	12,37	0,0182	20
Ensayo de viga con carga centrada		55x7,5x12,5	12,37	0,0182	17
RILEM 3-Point Bending Test		(55-60)x15x15	29,70	0,0152	10 - 25
Ensayo de panel EFNARC		60x60x10	86,40	0,0722	9
Round determinate panel test		7,5x Φ 80	90,65	0,0238	6 - 13
Ensayo de doble punzonamiento		15x Φ 15	6,36	0,1274	13

Según Kooiman (2000), los principales aspectos que determinan la idoneidad de un ensayo de caracterización del HRF son:

- La complejidad intrínseca al método de ensayo (derivada de las dimensiones de la probeta y trabajo asociado a la preparación de la misma, así como de la configuración y ejecución del ensayo).
- La reproducibilidad, fiabilidad y dispersión de los resultados del ensayo.
- Los costes asociados a su realización.
- La complejidad en el tratamiento de datos para llegar a una relación uniaxial del material.
- La aplicabilidad y nivel de aceptación.

Analizando en detalle la Tabla 2.1 se pueden ver las características principales de los ensayos más utilizados actualmente para la caracterización del HRF sometido a esfuerzos de tracción. En relación a las dimensiones de la probeta, se puede observar que la mayoría de los ensayos involucran un volumen considerable de hormigón reforzado con fibras, lo que conlleva unos costes elevados así como las dificultades que se derivan de la preparación y ejecución en el laboratorio. El ensayo con un volumen inferior de material es el ensayo Barcelona, seguido del ensayo de viga con carga a tercios (ASTM C-1018). Las mismas conclusiones son aplicables con el peso de la probeta, donde se reflejan los mismos problemas.

Asimismo, se presenta la superficie específica de rotura, la cual se obtiene como el cociente entre el volumen de HRF requerido en cada muestra y la superficie de rotura que se involucra en los diferentes ensayos. Mayores superficies de rotura en una muestra dan lugar a menores valores de dispersión, al poder establecer una resistencia promedio a tracción. Se comprueba que el ensayo con mayor superficie específica es el ensayo Barcelona, seguido del ensayo de Panel EFNARC. Por el contrario, los ensayos con menor superficie específica son los ensayos de viga.

Por último, de la columna perteneciente a los coeficientes de variación de la tabla anterior, también se puede observar que los ensayos en paneles y el ensayo Barcelona presentan una dispersión relativamente baja, mientras que los ensayos basados en la rotura de vigas ofrecen una dispersión elevada. Este hecho presenta una problemática real, pues normativas como la española EHE-08 y las recomendaciones del *fib* Model Code plantean la utilización del ensayo de flexotracción con entalla. Este tipo de ensayos, como ya se ha comentado, presentan el inconveniente de una elevada dispersión de los resultados, que frecuentemente están comprendidos entre valores del 20-30% (Vandewalle *et al.*, 2008; Molins *et al.*, 2009), lo que dificulta el control y la caracterización del HRF.

2.1.4. Normativas

Para la optimización del diseño estructural es imprescindible disponer de modelos que reflejen de una forma fidedigna el comportamiento del material a emplear. Para el caso del HRF, a día de hoy no existe un método estándar para determinar la ecuación constitutiva (diagrama tensión-deformación) a partir de los ensayos sobre probetas a pequeña escala en el laboratorio. En vez de esto, existen numerosos modelos y enfoques recogidos en las diversas normativas y artículos de referencia (Guillamón, 2013).

En la Tabla 2.2 se presentan los modelos constitutivos propuestos por las normativas europeas, agrupados según su tipo de diagrama (rectangular, bilineal, trilineal o multilineal). En la misma tabla se indican los parámetros que definen cada uno de los modelos, y también se incluyen esquemas de los ensayos necesarios para la obtención de los parámetros, ya presentados de forma sintetizada en el apartado anterior. Las normativas que se presentan son: la norma alemana (DBV, 2001), RILEM (RILEM-TC162-TDF, 2003), la norma italiana (CNR-DT 204, 2006), la norma española (EHE, 2008) y el Model Code (MC 2010).

Tabla 2.2. Modelos constitutivos en normativas europeas (Blanco et al., 2013).

Diagrama	Parámetros	Caracterización	
	$\sigma_1 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{cf} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $(\alpha_{sys}: \text{coeficiente por efecto tamaño; } \alpha_{cf}: \text{coeficiente de comportamiento diferido})$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	NBN B 15-238 	DBV
	$\sigma_1 = f_{Ftu} = f_{eq2}/3$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening}; 10\text{‰ hardening}]$	UNI 11039 	CNR-DT 204
	$\sigma_1 = f_{ctRd} = 0.33 f_{R3,d}$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ flexión}; 10\text{‰ tracción}]$	EN 14651 	EHE
	$\sigma_1 = f_{Ftu} = f_{R3}/3$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening}; 10\text{‰ hardening}]$	EN 14651 	MC
	$\sigma_1 = f_{eq,ctd,I} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{cf} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf}$ $\sigma_2 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{cf} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $\epsilon_2 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	NBN B 15-238 	DBV
	$\sigma_1 = f_{Fts} = 0.45 f_{eq1}$ $\sigma_2 = f_{Ftu} = k[f_{Fts} - (w_u/w_{12})(f_{Fts} - 0.5 f_{eq2} + 0.2 f_{eq1})]$ $k = [0.7 \text{ tracción}, 1 \text{ otros casos}]$ $\epsilon_2 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening}; 10\text{‰ hardening}]$	UNI 11039 	CNR-DT 204
	$\sigma_1 = f_{ctd} = \alpha_{cf} \cdot f_{ctk,II} / \gamma_{ctf}$ $\sigma_2 = f_{eq,ctd,I} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{cf} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf}$ $\sigma_3 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{cf} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $\epsilon_1 = \sigma_1 / E_{HRF}; \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1\text{‰}; \epsilon_3 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	NBN B 15-238 	DBV
	$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm,II} (1.6-d);$ $\sigma_2 = 0.45 \cdot \kappa_h \cdot f_{R1};$ $\sigma_3 = 0.37 \cdot \kappa_h \cdot f_{R4}$ $\epsilon_1 = \sigma_1 / E_{HRF}; \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1\text{‰}; \epsilon_3 = \epsilon_u = 25\text{‰}$	RILEM TEST 	RILEM
	$\sigma_1 = f_{ct,d} = 0.6 f_{ct,II,d}$ $\sigma_2 = f_{ctR1,d} = 0.45 f_{R1,d}$ $\sigma_3 = f_{ctR3,d} = k_1(0.5 f_{R3,d} - 0.2 f_{R1,d})$ $\epsilon_2 = 0.1 + 1000 \cdot f_{ct,d} / E_{c,0}$ $\epsilon_3 = 2.5 / l_{cs} \text{ (} l_{cs}: \text{longitud característica)}$ $\epsilon_u = [20\text{‰ flexión}; 10\text{‰ tracción pura}]$ $\begin{cases} 20\text{‰ para flexión} \\ 10\text{‰ para tracción} \end{cases}$	EN 14651 	EHE
	$f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ $f_{Fts} = 0.45 f_{R1}$ $f_{Ftu} = k[f_{Fts} - (w_u/CMOD_1)(f_{Fts} - 0.5 f_{R3} + 0.2 f_{R1})]$ $\epsilon_{SLs} = CMOD_1 / l_{cs}$ $\epsilon_{SLU} = w_u / l_{cs} = \min(\epsilon_{Fu}, 2.5 / l_{cs} = 2.5/y)$ $\epsilon_{Fu} = [20\text{‰ softening}; 10\text{‰ hardening}]$	EN 14651 	MC

Las ecuaciones constitutivas están basadas en modelos discretos, ecuaciones definidas por tramos y en análisis directos, ya que los parámetros de cada una de éstas se obtienen experimentalmente. Además, la mayoría de los códigos proponen relaciones tensión-deformación (σ - ϵ), a pesar de que la norma italiana (CNR-DT) y el Model Code 2010 también proporcionan modelos en términos de tensión-apertura de fisura (σ - ω o σ -CMOD).

Existen modelos más completos como el multilineal de la EHE, el trilineal de la DBV o el propuesto por la RILEM, los cuáles recogen de forma más precisa el comportamiento fenomenológico del HRF, atribuyéndole por tanto una mayor responsabilidad estructural al material. Estos modelos reproducen el comportamiento elástico-lineal hasta fisuración y recogen el comportamiento del efecto pico. Consecuentemente, se utilizan a priori, para aplicaciones que requieren de un cálculo más ajustado como un diseño no lineal o casos en los que se requiera trabajar en dominios de pequeñas deformaciones, como en Estados Límite de Servicio (ELS).

Los modelos simplificados como el modelo rectangular o bilineal de la EHE y DBV, o los propuestos por la CNR-DT 204, resultan de especial interés por su sencillez y rápida aplicación para el cálculo en Estados Límite Último (ELU). Sin embargo, a diferencia de los multilineales o trilineales, no reproducen la fase elástica-lineal previa a la fisuración, reproduciendo el proceso de carga con la rigidez fisurada desde origen.

2.2. DOVELAS PREFABRICADAS DE HRF

Gracias al aporte de ductilidad y a la mejora de las propiedades mecánicas frente a todo tipo de esfuerzos, el uso de fibras en el hormigón con finalidad estructural contribuye a la sustitución total o parcial del armado pasivo tradicional en dovelas para túneles. El empleo del HRF para estos casos permite acelerar el proceso de producción de los segmentos, asegurando una competitividad económica (de la Fuente *et al.*, 2013; Liao *et al.* 2015a).

Esto ha conllevado una regulación de normativas y códigos referente al uso del HRF con finalidad estructural en las últimas décadas, así como la inclusión de recomendaciones, modelos constitutivos y pautas de diseño. Como consecuencia, se ha observado un aumento en el uso del HRF para la ejecución de dovelas prefabricadas para túneles (Caratelli *et al.*, 2012).

Prueba de ello son las numerosas actuaciones realizadas con HRF en todo tipo de túneles, como muestra la Tabla 2.3. En ella se pueden ver por orden cronológico una serie de actuaciones donde se ha empleado el uso de HRF para la ejecución de dovelas prefabricadas para túneles. De cada experiencia se indica el año de finalización de construcción, el país donde se encuentra, la función del túnel, el uso de barras de refuerzo tradicionales en caso de haberse usado, y las dimensiones referentes al túnel (diámetro interior y grosor de los segmentos).

Tabla 2.3. Construcciones subterráneas donde se ha empleado HRF (de la Fuente *et al.*, 2013).

Nombre	Año	País	Función ¹	D_i (m)	h (m)	D_i/h	Barras
Metrosud	1982	IT	MT	5,8	0,30	19,3	No
Heathrow Baggage Handling Tunnel	1995	UK	ST	4,5	0,15	30,0	No
2 nd Heinenoord Tunnel	1999	NL	RT	7,6	0,27	28,1	No
Ecuador's Traslases Manabi	2001	ECU	WTT	3,5	0,20	17,5	No
Túnel Hidráulico del Canal de Navarra	2003	ES	WTT	5,4	0,25/0,30	21,6/18,0	No
Oënzberg Tunnel	2003	SUI	RWT	10,8	0,30	36,0	No
Channel Tunnel Rail Link	2004	FR-UK	RWT	7,2	0,35	20,6	No
The Hofolding Stollen	2004	DE	WTT	2,9	0,18	16,1	No
San Vicente	2006	USA	WTT	3,2	0,18	17,8	No
Lötschberg	2007	SUI	RWT	4,5	0,20	22,5	No
Línea 1 del Metro de Valencia	2007	VEN	MT	8,4	0,40	21,0	Sí
Beacon Hill Tunnels	2007	USA	RT	6,7	0,30	22,3	No
Gold Coast Desalination Plant	2008	AUS	WTT	2,8/3,4	0,20	14,0/17,0	No
Heathrow Express Ext. Tunnel to T5	2008	UK	RWT	5,7	0,22	25,9	No
São Paulo Metro Line 4	2009	BRA	MT	8,4	0,35	24,0	No
Heating Tunnel Amager - Copenhagen	2009	DEN	WTT	4,2	0,30	14,0	No
Túnel de Fontsa-Fontsa-Trinitat	2010	ES	WTT	5,2	0,20	26,0	Sí
The Clem Jones Tunnel - Clem 7	2010	AUS	RT	11,3	0,40	28,3	No
Ems-Dollard Crossing	2010	DE-NL	GPT	3,0	0,25	12,0	No
Cuty West Cable Tunnel	2010	AUS	EP	2,5	0,20	12,5	No
Adelaide Desalination Plant	2010	AUS	WT	2,8	0,20	14,0	No
Extensión del FGC en Terrassa	2010	ES	RWT	6,0	0,30	20,0	Sí
Brightwater East	2011	USA	WTT	5,1	0,26	19,6	No
Brightwater Central	2011	USA	WTT	4,7	0,33	14,2	No
Brightwater West	2011	USA	WTT	3,7	0,26	14,2	No
East Side CSO Tunnel	2011	USA	WTT	6,7	0,36	18,6	No
Victorian Desalination Plant	2011	AUS	WTT	4,0	0,23	17,4	No
Monte Lirio Tunnel	2012	PAN	WTT	3,2	0,25	12,8	No
Lee Tunnel Sewer	u.c.	UK	WTT	-	0,35	0,0	No
Línea 9 del Metro de Barcelona	u.c.	ES	MT	10,9	0,35	31,1	Sí
Brenner Base Tunnel	u.c.	ITA-AUT	RT	5,6	0,20	28,0	Sí
The Wehrhahn Line	u.c.	DE	MT	8,3	0,45	18,4	No
Crossrail	u.c.	UK	RWT	6,2	0,30	20,7	No

En la tabla anterior también se muestra un parámetro definido como el cociente entre el diámetro interior y el grosor de la dovela, y los valores que toma se encuentran entre 12,0 y 36,0. Para valores elevados de dicho parámetro, que se dan para diámetros interiores grandes, las dovelas se encuentran sometidas frecuentemente a elevados momentos flectores tanto durante fases transitorias de cargas como en servicio. En estos casos, la sustitución completa del refuerzo tradicional por HRF es limitado, pues implica una cantidad de fibras demasiado elevada para alcanzar la respuesta mecánica necesaria, con lo que deja de ser una opción competitiva. Lo que se suele hacer para estos casos es utilizar una configuración mixta (ver Figura 2.3), donde se emplean tanto fibras con finalidad

¹ Tipología: metro (MT), túneles carreteros (RT), de ferrocarril (RWT), para el abastecimiento de agua (WTT), para el transporte de gas (GPT) para servicios (ST) y en construcción (u.c.).

estructural, para controlar la apertura de fisura en ELS, como una cantidad mínima de barras de armado tradicional, que proporcionan momento resistente en ELU.

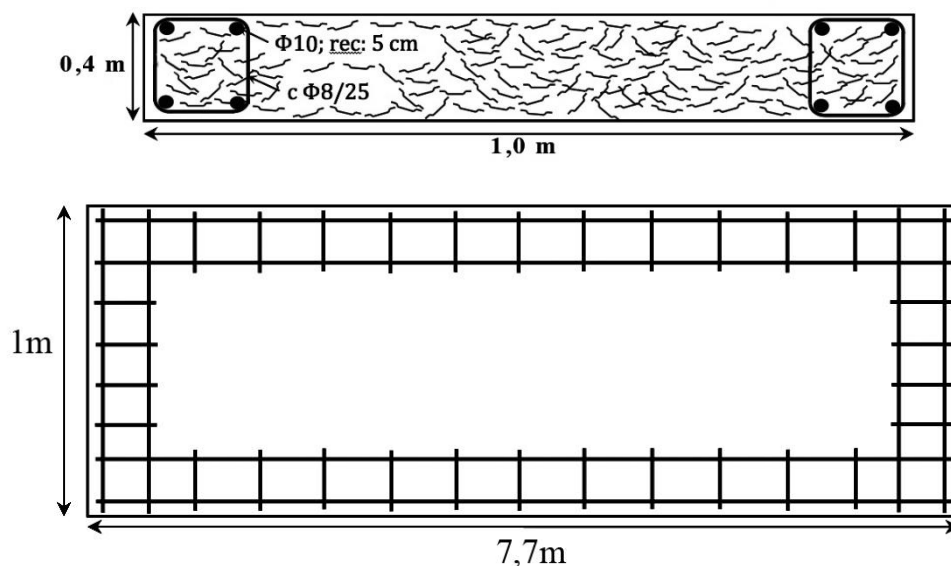


Figura 2.3. Sección transversal y planta de una dovela armada con una configuración mixta, consistente en un zuncho perimetral y una matriz de HRF (Guillamón, 2013).

Por otro lado, para valores pequeños del parámetro D_i/h , donde el diámetro interior del túnel presenta dimensiones más reducidas, el anillo que constituyen las dovelas trabaja predominantemente a compresión cuando está sometido a las acciones del terreno en fase de servicio. Como resultado, el refuerzo principal para esfuerzos de otro tipo consiste normalmente en una cantidad mínima de barras establecidas en los códigos para evitar una rotura frágil del segmento durante las fases transitorias de carga. Es en estos casos donde se puede sustituir completamente el armado tradicional por fibras exclusivamente, pues el HRF proporciona alternativas muy competentes tanto desde un punto de vista técnico como económico.

Las fases o situaciones transitorias de carga más relevantes a las que están sometidas las dovelas de un túnel son las siguientes (ver Figura 2.4):

- *Desmoldeo y volteado* de las dovelas, que pueden dar lugar a esfuerzos a flexión.
- *Acopio* de las dovelas en los parques de almacenamiento, que puede dar lugar a esfuerzos a flexión, siendo éstos más significativos en función de las excentricidades de los apoyos.
- *Manipulación* para el *transporte* y durante el recorrido, lo que da lugar a flexiones debido a las cargas derivadas del peso propio y amplificación a causa de los efectos dinámicos.
- *Colocación* de las dovelas y *empuje de los gatos hidráulicos*. Si los apoyos entre dovelas consecutivas no son correctos, existe una alta probabilidad de fisuración de las mismas.

- *Empujes del terreno* en la configuración final, que induce tanto esfuerzos de flexión como de compresión, dependiendo en gran parte de las dimensiones del túnel.

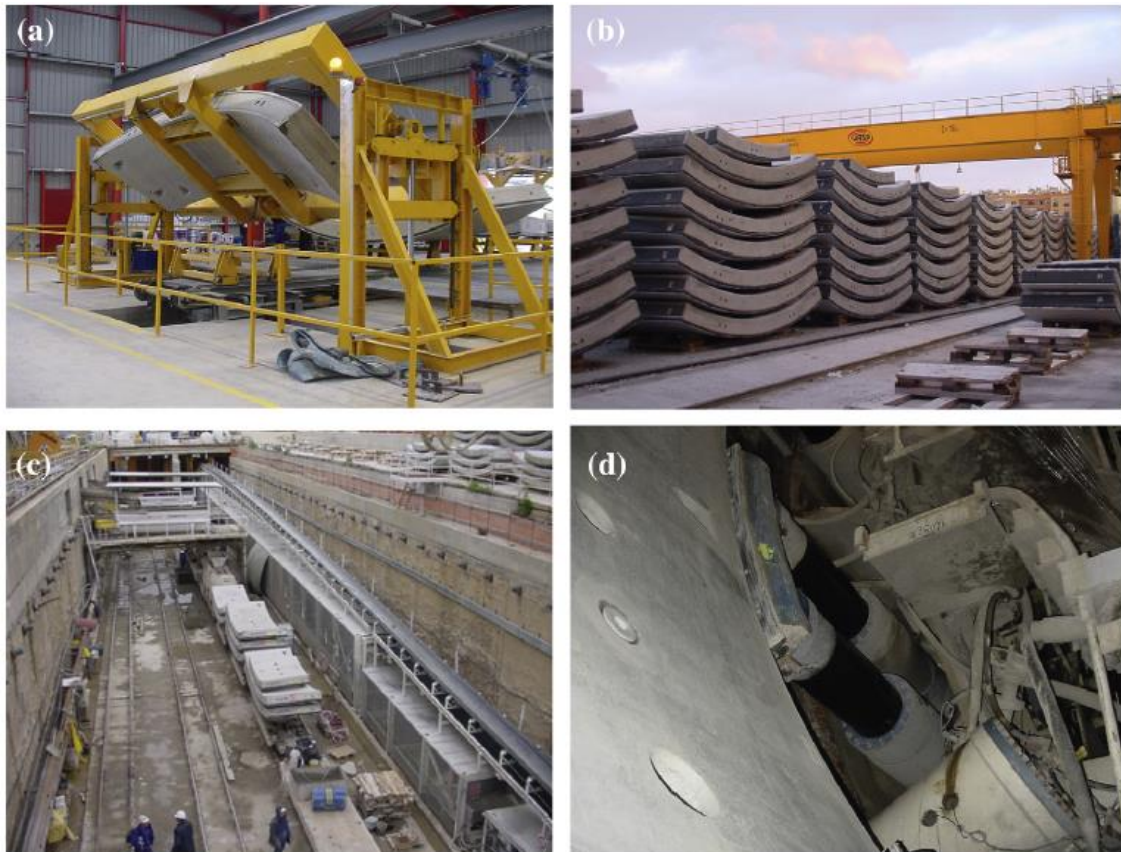


Figura 2.4. Fases transitorias de carga de las dovelas: a) desmoldeo, b) acopio, c) transporte y d) empuje del gato hidráulico (Liao *et al.*, 2015a).

2.3. ANÁLISIS DE FIABILIDAD ESTRUCTURAL

Antes de realizar un análisis de fiabilidad o seguridad estructural hay que ver como se definen exactamente los conceptos de “seguridad” y “fiabilidad”. Se dice que una estructura es segura cuando no se produce fallo en ella. Sin embargo, el concepto “fallo” tiene un significado muy amplio, pues el fallo en una estructura puede ser de muchos tipos, cada uno de los cuáles puede comportar un nivel diferente de inseguridad.

Para entender mejor pues el concepto de “fallo”, en el contexto de análisis de fiabilidad estructural se introduce el “estado límite”. El estado límite es una frontera entre el funcionamiento o comportamiento deseado y no deseado de una estructura. Esta frontera se representa normalmente mediante una expresión matemática llamada función de estado límite, como se verá más adelante.

En las bases de cálculo de cualquier análisis de fiabilidad estructural se consideran tres tipos diferentes de Estados Límite (según EHE-08):

- *Estados Límite Últimos*: engloban todos aquellos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.
- *Estados Límite de Servicio*: engloban todos aquellos para los que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspectos requeridos.
- *Estados Límite de Durabilidad*: son aquellos producidos por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del material hasta límites inaceptables.

2.3.1. Función de Estado Límite y Probabilidad de Fallo

Si se considera una estructura cualquiera, representando con la letra R el conjunto de variables resistentes y con la letra S el conjunto de solicitaciones o cargas de la estructura (en la literatura se encuentran a menudo también representadas por la letra Q), la Función de Estado Límite de la misma (también conocida como función g) viene definida por la Ecuación 2.1.

$$g(R, S) = R - S \quad (2.1)$$

El caso particular en que $g = 0$ se conoce como el Estado Límite, y representa la frontera entre un comportamiento deseado y no deseado de la estructura. Si $g > 0$, las resistencias serán superiores a las solicitaciones y la estructura no presentará fallo alguno, siendo el comportamiento el deseado. De lo contrario, cuando $g < 0$, la estructura fallará. La Probabilidad de Fallo (P_f) es la probabilidad de que se produzca un comportamiento no deseado, y matemáticamente se puede expresar con la expresión de la Ecuación 2.2.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(g \leq 0) \quad (2.2)$$

En la gran mayoría de casos las variables o conjunto de variables que representan R y S son variables aleatorias continuas, con lo que se podrán representar a partir de sus funciones de densidad de probabilidad (ver Figura 2.5). Solapando ambas funciones de densidad de probabilidad se puede ver de forma gráfica la probabilidad de fallo, que corresponde a la zona sombreada de la figura. Además, la expresión de P_f para el caso de variables aleatorias continuas queda tal como muestra la Ecuación 2.3.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(R \leq S) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (2.3)$$

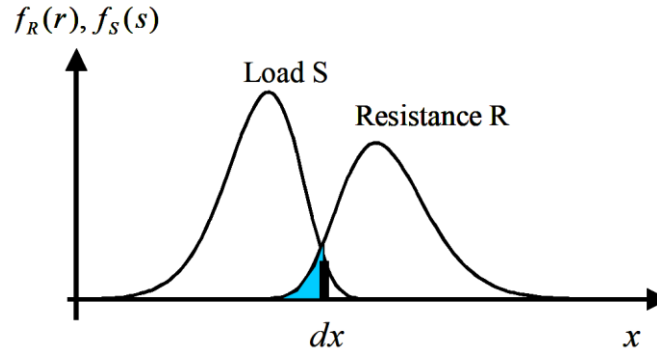


Figura 2.5. Funciones de densidad de probabilidad de R y S . Coloreado en azul se muestra la probabilidad de fallo de la estructura (Faber y Sørensen, 2002).

Sin embargo, en general la integral de la Ecuación 2.3 es verdaderamente difícil de evaluar, pues requiere de técnicas de integración numérica especiales, que además no presentan una exactitud muy adecuada (Nowak y Collins, 2000). Consecuentemente, en la práctica se usan otros métodos para calcular dicha integral de forma indirecta. Algunos de estos métodos pueden ser:

- Simulaciones de Montecarlo
- Método FOSM (First Order Second Moment)
- Método FORM (First Order Reliability Method)
- Método SORM (Second Order Reliability Method)

En algunos de éstos métodos se utiliza el concepto de “índice de fiabilidad” para cuantificar la fiabilidad estructural.

2.3.2. Índice de fiabilidad

Según la normativa española EHE-08, la fiabilidad se puede definir como la capacidad de la estructura para cumplir, con probabilidad predefinida, una función en condiciones determinadas. En cierto modo corresponde a la probabilidad de ausencia de fallo y se puede cuantificar mediante el índice de fiabilidad β . Cuando las variables que intervienen en la función de estado límite son variables con distribuciones normales, el índice de fiabilidad se puede relacionar con la probabilidad de fallo con la expresión de la Ecuación 2.4.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad \text{o} \quad P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.4)$$

Donde Φ representa la función de distribución normal estándar $N(0,1)$. La Tabla 2.4 proporciona un indicador de cómo β varía en función de P_f y viceversa, basada en la expresión de la Ecuación 2.4.

Así pues, el índice de fiabilidad expresa de forma indirecta la probabilidad de que la función de estado límite alcance valores $g < 0$, lo que comporta el fallo de la estructura frente al estado límite en cuestión.

Tabla 2.4. Probabilidad de fallo P_f e índice de fiabilidad β (Melchers, 1999).

P_f	β
10^{-1}	1,28
10^{-2}	2,33
10^{-3}	3,09
10^{-4}	3,71
10^{-5}	4,26
10^{-6}	4,75
10^{-7}	5,19
10^{-8}	5,62
10^{-9}	5,99

Una opción para entender mejor el concepto de índice de fiabilidad es recurrir a una de las primeras definiciones que se hicieron sobre el tema, introducida por Hasofer y Lind (1974). Ellos definían el índice de fiabilidad como la distancia más corta desde el origen de coordenadas de las variables R y S , expresadas en su forma reducida (Z_R y Z_S), hasta la línea $g(Z_R, Z_S) = 0$, que representa la función de estado límite de las variables en forma reducida. La Figura 2.6 muestra un esquema de dicha definición para el caso de dos variables. De igual manera, esta definición se puede generalizar para n variables.

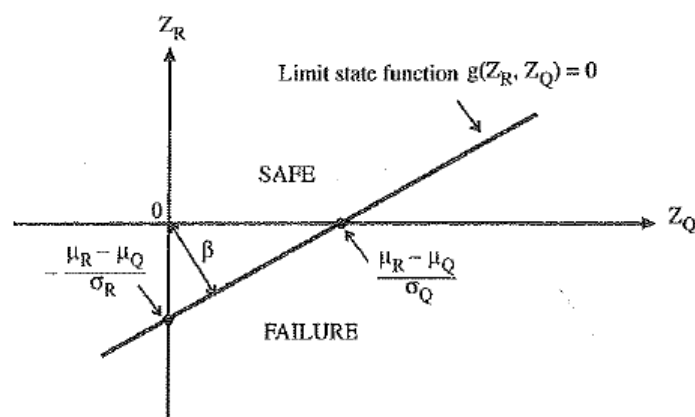


Figura 2.6. Definición del índice de fiabilidad como la mínima distancia en el espacio de variables en forma reducida (Nowak y Collins, 2000).

A modo de recordatorio, la forma reducida o estándar de una variable cualquiera X es un formato unidimensional de la misma, tal que su expresión es como muestra la Ecuación 2.5.

$$Z_X = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (2.5)$$

Donde μ_X corresponde al valor medio de la variable X y σ_X a su desviación estándar.

3. DISPERSIÓN INTRÍNSECA DEL HRF

3.1. INTRODUCCIÓN

El hormigón reforzado con fibras (HRF) es un material que presenta una elevada dispersión por lo que respecta a su resistencia residual a tracción (f_R), especialmente para elementos pequeños como es el caso de las probetas a escala reducida ensayadas en el laboratorio. Sin embargo, esta variación del material tiende a disminuir cuando aumentan las dimensiones del área fisurada del elemento (Cavalero y Aguado, 2015; di Prisco *et al.*, 2016a; di Prisco *et al.*, 2016b). Este hecho comporta que el diseño del HRF a partir de ensayos sobre piezas de pequeña escala en el laboratorio no sea del todo representativo del comportamiento real del material para elementos de escala real, penalizando los parámetros de diseño del mismo.

Para tratar este asunto es importante familiarizarse previamente con algunos conceptos relacionados con la dispersión del HRF. Según estudios realizados (Cavalero y Aguado, 2015) las fuentes de dispersión del HRF se pueden dividir principalmente en tres grupos: la dispersión introducida durante el proceso de producción, la introducida durante el procedimiento de ensayo y la dispersión intrínseca del material (Figura 3.1).

El primer tipo o fuente de dispersión es la relacionada con el proceso de producción de las probetas. Esto incluye todas las etapas presentes en la elaboración del elemento de HRF, como son el mezclado, el encofrado, el vibrado y el curado. El segundo tipo es el relacionado con la precisión de todo el equipo utilizado en el ensayo así como de la preparación del mismo. El tercer y último tipo es la dispersión que es intrínseca al material, debida principalmente a la disposición de las fibras en la mezcla del compuesto.

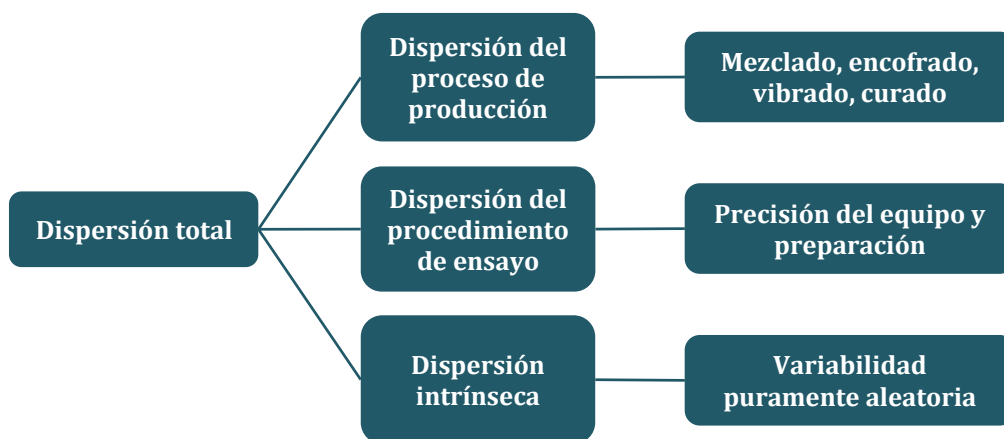


Figura 3.1. Tipos de dispersión (Cavalero y Aguado, 2015).

Cabe destacar que el primer y segundo tipo de dispersión dependen fuertemente del personal y maquinaria involucrados en los procesos de producción y ensayo, y su repercusión en la variación total del material se podría considerar constante independientemente del tamaño del elemento. Por el contrario, la dispersión intrínseca depende únicamente de las leyes probabilísticas que gobiernan la distribución y orientación de las fibras, lo que indica que esta fuente de variación estará siempre presente, aunque su intensidad puede variar entre elementos a pequeña escala o real.

En relación a esto último, varios estudios indican que hay una disminución de la variación intrínseca de f_R cuando aumenta la sección fisurada de la probeta, es decir, cuando aumentan el ancho b y el canto h de la pieza. Este fenómeno es debido a la probabilidad de obtener grandes variaciones dependiendo del número total de fibras que cruzan la sección fisurada. Piezas de secciones reducidas tenderán a tener un número de fibras menor, la distribución de las cuáles sigue la ley probabilística. Consecuentemente, la influencia de una única fibra en la dispersión total será mucho mayor que en piezas de mayor tamaño, que presentan más fibras. En este último caso, la dispersión total no se ve tan influenciada por la repercusión de una única fibra, ya que hay más unidades presentes para mitigar las variaciones.

En base a este comportamiento del material, la primera parte de este trabajo se centra en analizar la dispersión intrínseca del HRF sometido a tracción y la influencia que pueda tener el tamaño del elemento. El objetivo del capítulo es el de proponer una expresión simplificada que calcule una estimación de la dispersión intrínseca de un elemento a escala real de HRF a partir de los datos obtenidos del ensayo a pequeña escala del laboratorio. Dicha expresión se obtiene de forma numérica realizando un estudio paramétrico donde se han considerado como variables de entrada el canto h y el ancho b de la sección fisurada del elemento. Para dotar de consistencia el estudio con datos reales del comportamiento residual del material se han analizado dos campañas experimentales realizadas en laboratorio con elementos a pequeña escala de HRF. De ellos se han utilizado principalmente los resultados de los ensayos a flexotracción realizados sobre probetas prismáticas de dimensiones reducidas.

Este análisis está enfocado a piezas con anchos de fisura grandes ($> 2,0$ mm), en los que se asume que se alcanza el estado límite último (ELU). Además, es importante destacar que los resultados que se obtengan en este capítulo no son solo relevantes por sí mismos, sino que también se utilizarán para cálculos posteriores en los que se evaluará la fiabilidad estructural del HRF sometido a tracción.

3.2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Para apoyar el estudio paramétrico con datos reales e introducir consistencia al modelo numérico se han analizado dos campañas experimentales realizadas con HRF y de las que se disponía de los resultados de antemano. En este apartado se pretende presentar dichos resultados para que estén a disposición del lector, concretamente los que pertenecen al ensayo a flexión, que sirven para obtener las resistencias residuales a tracción.

Ambas campañas se llevaron a cabo entre mediados del año 2012 y principios del 2013, en el marco de una de las líneas de investigación de la UPC consistente en el empleo de fibras metálicas en el hormigón y con carácter estructural, enfocado para el uso en dovelas prefabricadas para anillos de sostenimiento para pozos (Figura 3.2). El objetivo de las campañas era el de caracterizar mecánicamente el HRF para emplearlo en dichas dovelas. En ellas se hicieron ensayos tanto del hormigón fresco (cono de Abrams, densidad, contenido de aire ocluido...) como del hormigón endurecido (rotura a compresión simple, rotura a flexotracción, ensayo Barcelona, método inductivo...).



Figura 3.2. Vista de una tuneladora vertical para pozos (VSM o *Vertical Shaft Machine*) (Liao *et al.*, 2015b).

3.2.1. Campaña experimental nº 1

Esta campaña tenía el objetivo principal de optimizar el refuerzo de las dovelas prefabricadas con HRF de unos pozos en unas calles de Barcelona (Liao *et al.*, 2015b). Para ello se utilizaron tres dosificaciones de hormigón convencional (HC) variando la cuantía de fibras entre 30, 45 y 60 kg/m³. Se usó también hormigón autocompactante (HAC) en tres dosificaciones más, debido a sus ventajas potenciales en este ámbito, con las mismas cuantías de fibras que para el hormigón convencional. En total se produjeron seis dosificaciones diferentes con las composiciones que se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Composición de las dosificaciones de hormigón convencional y autocompactante.

Componentes	HC (kg/m ³)	HAC (kg/m ³)
Arena 0/5	817	1200
Árido 5/12	404	500
Árido 12/20	810	200
Agua	156	165
CEM I 52,5 R	312	380
Superplastificante	2,19	4,56

Por lo que respecta a las fibras empleadas se utilizaron fibras de acero bajo en carbono con los extremos conformados. El límite elástico mínimo de las fibras era de 1000 N/mm², con una longitud de 50 mm ± 1 mm y un diámetro de 1,0 mm ± 0,1 mm.

Para caracterizar la consistencia de las dosificaciones en estado fresco se emplearon dos métodos distintos. Para el hormigón convencional se utilizó en ensayo del cono de Abrams según la UNE 83313, mientras que para el hormigón autocompactante se utilizó el ensayo de extensión de flujo según la UNE 83361. La determinación del contenido de aire y la densidad en estado fresco se midieron según UNE 83315 y UNE 83317 respectivamente. Los resultados de los hormigones en estado fresco se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Resultados del hormigón en estado fresco.

Dosificación	Cono de Abrams (cm)	Extensión de flujo (cm)	Aire ocluido (%)	Densidad (kg/m ³)
HC-30	3	–	1,8	2481
HC-45	5	–	2,1	2481
HC-60	3	–	2,2	2494
HAC-30	–	65	5,4	2394
HAC-45	–	65	5,5	2394
HAC-60	–	67	7,4	2319

En los resultados en estado fresco, el hormigón autocompactante presentó extensiones de flujo superiores a los 55 cm mínimos que requiere la normal para este tipo de hormigones. Se puede observar también que el hormigón convencional presentó un contenido de aire ocluido unas 2,5 veces menor que el hormigón autocompactante. Esto es debido seguramente a la mayor cantidad de superplastificante de éste último, así como a su mayor cantidad de cemento para aumentas su fluidez.

Para caracterizar el comportamiento mecánico en estado endurecido de cada dosificación se moldearon probetas tanto para el ensayo a compresión como a flexotracción. Para el primer caso se ensayaron 9 probetas cilíndricas de $\Phi 150 \times 300$ mm a los 1, 7 y 28 días para determinar f_c para cada mezcla. Para el segundo caso se ensayaron 3 probetas prismáticas de $150 \times 150 \times 600$ mm a los 28 días para determinar f_L y f_{Ri} para cada mezcla, según la norma UNE-EN 14651:2005. En la Tabla 3.3 se muestran los resultados de los ensayos en estado endurecido.

Tabla 3.3. Resultados medios del hormigón endurecido: f_c , f_L , f_{R1} y f_{R3} (en N/mm²) y CV (%).

Dosificación	f_{cm}/CV			f_{Lm}/CV	f_{R1m}/CV	f_{R3m}/CV
	1 día	7 días	28 días	28 días		
HC-30	20,2/1,2	54,4/1,8	65,1/0,3	5,2/1,1	3,2/8,4	2,4/1,8
HC-45	19,7/2,4	54,6/0,8	63,9/1,5	5,8/3,8	5,1/20,3	3,9/22,2
HC-60	21,5/1,5	54,8/0,2	64,9/1,9	5,5/12,4	4,8/19,3	4,3/22,1
HAC-30	25,4/2,1	56,1/2,9	70,5/1,2	5,0/9,9	2,9/28,4	2,6/32,7
HAC-45	18,3/0,8	55,2/1,8	66,3/1,3	5,8/8,5	4,7/1,9	4,8/5,8
HAC-60	17,1/1,5	53,4/1,3	66,7/4,2	5,9/2,7	7,1/17,2	7,1/11,6

De los resultados de la resistencia a compresión media a los 28 días se puede observar que no se aprecia ninguna relación entre el contenido de fibras (C_f) y f_{cm} . Además, las resistencias del hormigón autocompactante son ligeramente superiores a las del hormigón convencional, entorno a un 5%. Esto es debido posiblemente al mayor contenido de cemento de las mezclas con HAC.

El valor mínimo de f_{cm} a los 28 días es de 63,9 N/mm², con lo que la clase de todas las dosificaciones es muy superior a la clase C40 establecida en proyecto. Esto ocurre frecuentemente en túneles ya que las resistencias limitantes se dan a temprana edad, para el desencofrado, y no a los 28 días. En relación a la dispersión de los resultados, se puede ver que los coeficientes de variación son muy bajos, siendo el mayor de un 4,2% y la media del conjunto inferior al 2%.

Por lo que respecta a los resultados del ensayo a flexotracción, los valores que se presentan en la Tabla 3.3 se obtuvieron a partir de las curvas carga-CMOD, que relacionan la apertura de la fisura para la fuerza aplicada en cada momento. La Figura 3.3 muestra las curvas F-CMOD promedio para cada dosificación (las producidas con HC se representan en línea continua y las producidas en HAC en discontinua).

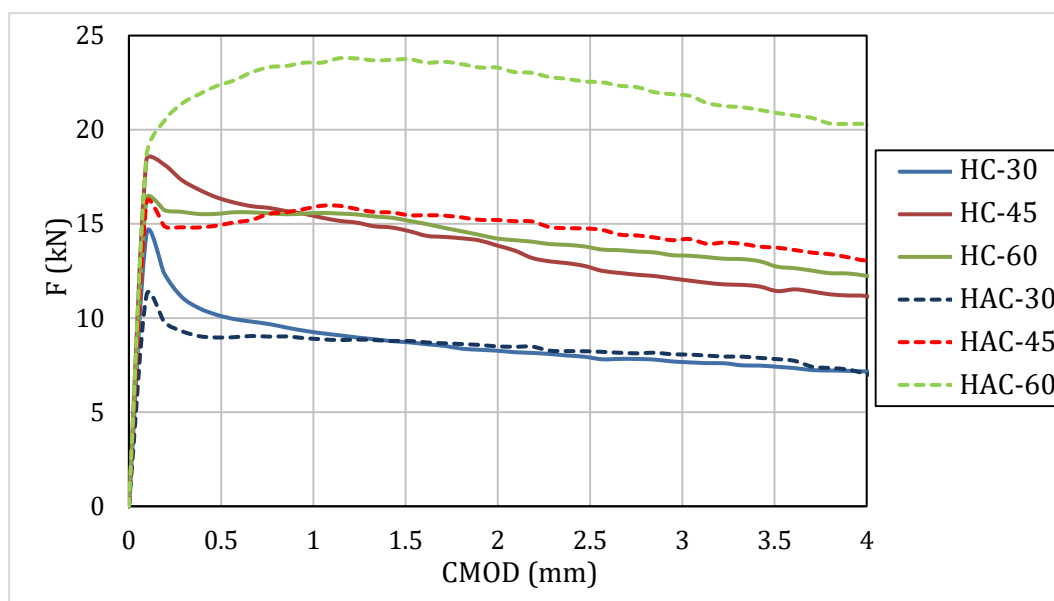


Figura 3.3. Curvas F-CMOD promedio de las distintas dosificaciones del ensayo a flexotracción.

De la Tabla 3.3 puede verse que la adición de fibras no influye demasiado en el comportamiento de la carga máxima (f_L). El orden de magnitud es similar en todas las dosificaciones, con un CV del 6%, lo que supone una dispersión muy baja. No obstante, y como cabe esperar, dicha adición sí influye en la carga residual (f_{Ri}), que aumenta al aumentar la cuantía de fibras además de mitigar la caída de tensión.

En líneas generales, el hormigón autocompactante presentó mejores resistencias residuales a tracción en comparación con el convencional. Para el caso de la dosificación hecha con hormigón autocompactante con 60 kg/m³ de fibras se observó una deformación por endurecimiento (*hardening*), a diferencia de todas las demás dosificaciones que presentaron comportamiento de reblandecimiento (*softening*).

En cuanto a la dispersión de las resistencias residuales a tracción, los resultados presentan unos coeficientes de variación con un amplio rango de valores, llegando a alcanzar casi el 33% en uno de los casos (HAC-30). El coeficiente de variación medio de las resistencias residuales del conjunto de probetas ensayadas es aproximadamente del 16%, bastante superior al obtenido en el ensayo a compresión.

3.2.2. Campaña experimental nº 2

El objetivo de esta campaña fue el de intentar determinar la influencia que pueden tener en el comportamiento mecánico del HRF algunos de sus componentes que constituyen la matriz del material compuesto. Para ello se realizaron cuatro dosificaciones distintas (ver Tabla 3.4) en las que se variaron las cantidades de sus componentes:

- *Influencia del tipo de cemento:* se utilizaron dos tipos de cemento de diferentes resistencias tipo, un CEM I 52,5 N/SR y un CEM I 42,5 N/SR.
- *Influencia del esqueleto granular:* en una de las dosificaciones se alternaron las proporciones respectivas de las fracciones 10/20 y 4/10 de grava.
- *Influencia del uso de filler:* se consideró la influencia del uso de filler calizo en la autocompactabilidad de las mezclas.
- *Influencia de los aditivos:* con respecto a los aditivo se emplearon un superplastificante o reductor de agua de alta actividad y un aditivo mejorador de resistencias (AMR).

Tabla 3.4. Composición de las cuatro dosificaciones empleadas.

Componentes	Dosificación (kg/m ³)			
	HAC1	HAC2	HAC3	HAC4
Filler calizo	–	40	40	40
Arena 0/4	1050	1050	1050	1050
Árido 4/10	470	470	250	470
Árido 10/20	250	250	470	250
Agua	155	153	160	160
CEM I 52,5 N/SR	390	360	–	360
CEM I 42,5 N/SR	–	–	380	–
Superplastificante	4,8	3,6	3,8	5,36
AMR	–	–	–	12

Como hormigón para esta campaña experimental se usó hormigón autocompactante para todas las dosificaciones realizadas. De hecho, en la Tabla 3.4 se puede observar que la fracción de arena y la fracción de áridos de menor tamaño se encuentran en elevadas cantidades. Esto indica que la matriz del hormigón estará constituida por elementos de mayor finura, aportando la fluidez característica del HAC en estado fresco. Asimismo, y para mejorar aún más su fluidez, se incorporó un aditivo superplastificante que permite disminuir las relaciones a/c sin perder trabajabilidad en el material.

También se usó un aditivo mejorador de resistencias (AMR), que funciona como un acelerante de fraguado del hormigón. Lo que hace este aditivo es potenciar el proceso de

hidratación del cemento, lo que favorece el desarrollo de resistencias iniciales y finales en el curado del hormigón.

En cuanto a las fibras, se emplearon fibras metálicas, con una cuantía de 50 kg/m^3 para las cuatro mezclas. El tipo de fibra usado fue el mismo tipo que el de la otra campaña experimental: fibras de acero bajo en carbono con los extremos conformados; el límite elástico mínimo de las fibras era de 1000 N/mm^2 , con una longitud de $50 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ y un diámetro de $1,0 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$.

Para caracterizar el comportamiento de las mezclas en estado fresco se realizaron los mismos ensayos que los comentados en la campaña experimental anterior. Para la consistencia se realizó el ensayo de extensión de flujo, al estar hechas las probetas con hormigón autocompactante. La determinación de aire ocluido y de la densidad en estado fresco se realizó según las mismas normas antes mencionadas. Los resultados se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Resultados del hormigón en estado fresco.

Dosificación	Extensión de flujo (cm)	Aire ocluido (%)	Densidad (kg/m^3)
HAC1	74	7,8	2306
HAC2	60	11	2250
HAC3	56	14	2181
HAC4	63	4,4	2369

De los resultados de la consistencia de los distintos hormigones se puede observar que el HAC3 presentó el valor mínimo, de 56 cm, aunque dentro de los límites establecidos por la EHE-08 para considerarse autocompactante. Una posible explicación al comportamiento diferente respecto los demás sería el empleo de un cemento distinto para esta dosificación en cuestión. Sin embargo, dicho comportamiento es difícil de acotar dado que en la misma dosificación que se modificó el tipo de cemento, se modificó también el esqueleto granular. Ambos cambios condujeron, como se verá a continuación, a una disminución de las resistencias mecánicas del material.

De los resultados de aire ocluido en la mezcla, se puede ver que el HAC4 es el que presentó menor cantidad, con un 4,4%. Observando las dosificaciones se puede suponer que la mayor o menor presencia de aire va estrechamente ligada a la cantidad de superplastificante utilizada, siendo el contenido de aire ocluido inferior para mayores cantidades del aditivo añadidas.

Por lo que respecta a la caracterización del hormigón en estado endurecido, se realizaron los mismos ensayos que en la campaña experimental anterior: se ensayaron probetas tanto a compresión como a flexión. Para el primer caso se ensayaron 3 probetas cilíndricas de $\Phi 150 \times 300 \text{ mm}$ a los 1, 7 y 28 días para determinar f_c para cada mezcla. Para el segundo caso se ensayaron también 3 probetas prismáticas de $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}$ a los 28

días para determinar f_L y f_{Ri} para cada mezcla. En la Tabla 3.6 se muestran los resultados de los ensayos en estado endurecido.

Tabla 3.6. Resultados medios del hormigón endurecido: f_c , f_L , f_{R1} y f_{R3} (en N/mm²) y CV (%).

Dosificación	f_{cm}/CV			f_{Lm}/CV	f_{R1m}/CV	f_{R3m}/CV
	1 día	7 días	28 días	28 días		
HAC1	34,7/0,4	44,6/1,3	49,9/3,2	4,4/2,9	5,1/24,7	5,5/30,2
HAC2	27,8/3,3	36,9/2,5	40,4/4,4	4,1/4,8	5,5/30,2	4,1/17,4
HAC3	22,9/3,1	30,4/4,2	34,4/1,2	4,1/12,2	4,6/40,3	3,6/29,8
HAC4	40,9/2,8	54,4/1,3	60,2/2,5	4,2/11,7	5,4/17,1	4,5/12,4

En primer lugar se puede apreciar que la dosificación HAC4 presentó unas resistencias a compresión considerablemente superiores a las demás, tanto a temprana edad como a los 28 días. Esto es debido al uso del AMR, que aumenta las resistencias tanto iniciales como finales. Por lo contrario, la dosificación HAC3 presentó unas resistencias f_c relativamente bajas, debido a los cambios en el tipo de cemento y del esqueleto granular comentados anteriormente. Referente a la dispersión de los resultados a compresión se puede decir que son bastante bajos, inferiores al 3% de media.

En cuanto a los resultados del ensayo a flexotracción, en la Figura 3.4 se muestra el diagrama carga-CMOD con el que se sacaron los resultados de la Tabla 3.6. En él se representan las curvas promedio para cada una de las cuatro dosificaciones.

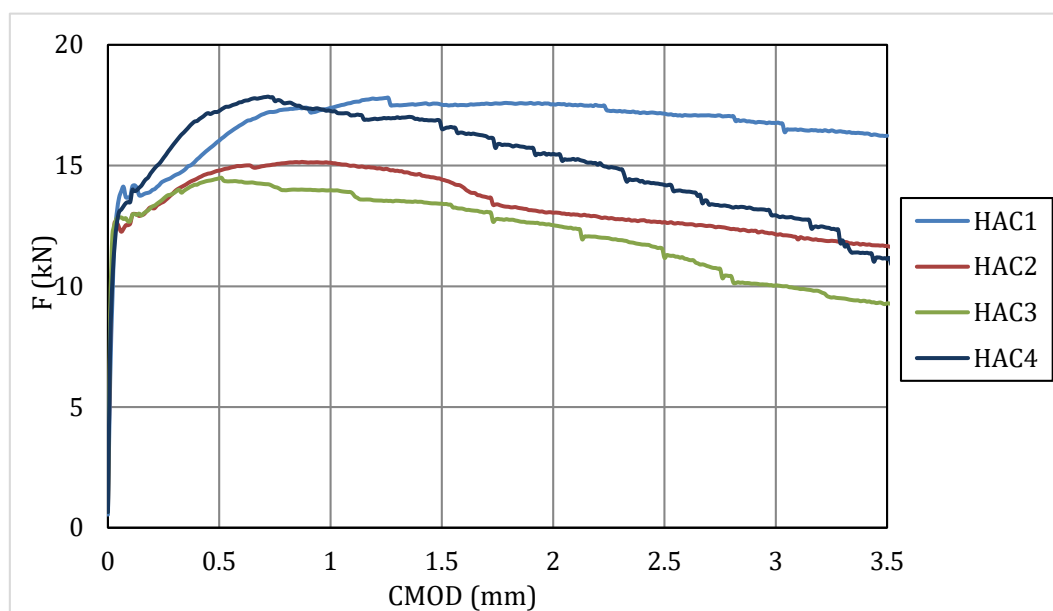


Figura 3.4. Curvas F-CMOD promedio de las distintas dosificaciones del ensayo a flexotracción.

En primera instancia se puede ver que las cuatro dosificaciones presentan una carga máxima (f_L) muy parecida, con una fase elástica muy idéntica. Aun así, la dispersión global de f_L es un poco mayor que la obtenida en la campaña experimental nº1, cerca del 8%.

Por lo que respecta a la carga residual (f_{Ri}), para todas las dosificaciones se produce una deformación por endurecimiento (*hardening*), lo cual provoca que la carga aumente incluso después de haberse producido la primera fisura en el hormigón. Este comportamiento post-fisuración es frecuente para hormigones con cuantías de fibras superiores a 50 kg/m³, como se ha podido comprobar también en la campaña presentada anteriormente. Dicho comportamiento puede ser atribuido a la presencia de una mayor concentración de fibras en las capas intermedias de la superficie de fractura (Barros *et al.*, 2005).

En relación a la dispersión de los resultados a flexotracción, los coeficientes de variación obtenidos son considerablemente más elevados que los de compresión. Para la resistencia f_{R1} se llegó a una variación superior al 40% para la dosificación HAC3, con un CV global del 28% aproximadamente. Para la resistencia f_{R3} la dispersión disminuyó un poco, sin llegar al 30% en ninguno de los casos, y con un CV global alrededor del 22%.

3.2.3. Recopilación de resultados

El propósito de analizar campañas experimentales reales con empleo de HRF no es más que el de obtener unos valores representativos del material en cuanto a su comportamiento mecánico post-fisuración, con la finalidad de dotar de veracidad la simulación numérica que se explica en el presente capítulo. Para ello se han analizado dos campañas experimentales en las que se han realizado, entre otros, ensayos a flexotracción, con los que es posible obtener las resistencias residuales del material una vez ha fisurado.

Dadas las limitaciones obvias para obtener este tipo de datos, se ha utilizado la información de dos campañas anteriormente detalladas en las que se han analizado probetas de HRF con dosificaciones un poco variadas, pero todas ellas dentro de unos rangos comunes. El parámetro de mayor importancia es la cuantía de fibras, que para todos los casos vistos está comprendida entre 30 kg/m³ y 60 kg/m³, y que para este trabajo se considera prácticamente como valor uniforme. El tipo de fibras ha sido el mismo para ambas campañas experimentales, siendo de acero con extremos conformados. Las otras componentes de la mezcla han sido muy parecidas sino idénticas, como son el tipo de cemento o áridos.

A modo de recopilación, en la Tabla 3.7 se muestran los resultados de los ensayos a flexotracción obtenidos en ambas campañas, que incluyen la resistencia máxima f_L y las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} , que corresponden a unas aperturas de fisura de 0,5 mm y 2,5 mm respectivamente. En dicha tabla se puede observar que el orden de magnitud de los valores es parecido.

Tabla 3.7. Recopilación de los resultados de los ensayos a flexotracción de ambas campañas experimentales (en N/mm² y en %).

Dosificación	f_{Lm}/CV	f_{R1m}/CV	f_{R3m}/CV
28 días			
HC-30	5,2/1,1	3,2/8,4	2,4/1,8
HC-45	5,8/3,8	5,1/20,3	3,9/22,2
HC-60	5,5/12,4	4,8/19,3	4,3/22,1
HAC-30	5,0/9,9	2,9/28,4	2,6/32,7
HAC-45	5,8/8,5	4,7/1,9	4,8/5,8
HAC-60	5,9/2,7	7,1/17,2	7,1/11,6
HAC1	4,4/2,9	5,1/24,7	5,5/30,2
HAC2	4,1/4,8	5,5/30,2	4,1/17,4
HAC3	4,1/12,2	4,6/40,3	3,6/29,8
HAC4	4,2/11,7	5,4/17,1	4,5/12,4

Es importante recordar que los resultados de la Tabla 3.7 son los valores promedios de cada dosificación ensayada. Dado que hay 10 tipos diferentes de dosificaciones, y para cada una se han ensayado 3 probetas confeccionadas con la misma mezcla, los resultados aquí recopilados corresponden a un total de 30 probetas ensayadas a flexotracción.

Con el modelo numérico que se propone seguidamente en el apartado 3.3. de este capítulo, de los resultados reunidos en la Tabla 3.7 se precisa un parámetro en concreto, el de la resistencia residual f_{R3} . Como se explica más adelante, este parámetro es necesario para el modelo constitutivo, pues sirve para calcular el estado tensional de la sección fisurada de HRF, representada por la resistencia residual última (f_{Ftu}). Esta resistencia se obtiene mediante la expresión de la Ecuación 3.1.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad (3.1)$$

Así pues, haciendo la suposición de que las dosificaciones ensayadas entran dentro de un rango de valores típico para el HRF, de las campañas experimentales analizadas se obtiene una resistencia residual última promedio con su correspondiente coeficiente de variación (Tabla 3.8). Se puede observar que el coeficiente de variación presenta un valor muy próximo al 18%, muy usual para este ensayo (Cavalero y Aguado, 2015).

Tabla 3.8. Resistencia residual última promedio de las campañas experimentales.

f_{Ftu} (N/mm ²)	CV (%)
1,42	18,6

3.3. METODOLOGÍA

Para caracterizar el comportamiento a tracción del HRF en ELU existen varios modelos constitutivos disponibles en distintos códigos de diseño. En el presente estudio se ha escogido el modelo rígido-plástico propuesto en el Model Code 2010 de la *fib* para representar el comportamiento post-fisuración (Figura 3.5) y poder determinar el momento último M_u de la sección fisurada (Ecuación 3.2)

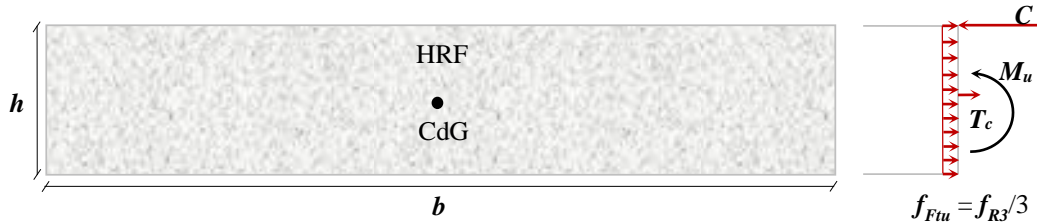


Figura 3.5. Distribución de tensiones en ELU para una sección totalmente fisurada.

Este modelo constitutivo hace la suposición de que las compresiones se encuentran concentradas únicamente en la fibra superior y que las fibras dentro del hormigón trabajan de forma homogénea en toda la sección, estando las tracciones representadas por un bloque constante y de intensidad f_{Ftu} (resistencia residual última). f_{Ftu} equivale a $f_{R3}/3$, donde f_{R3} es la resistencia residual a flexotracción del HRF para una apertura de fisura w igual a 2,5 mm (también conocida como CMOD, del inglés: *crack mouth opening displacement*).

$$M_u = \frac{f_{Ftu}bh^2}{2} = \frac{f_{R3}bh^2}{6} \quad (3.2)$$

La resistencia f_{R3} es un parámetro que se obtiene a partir de ensayos realizados sobre probetas a pequeña escala en el laboratorio. El ensayo más común para caracterizar el comportamiento post-fisuración del HRF es el ensayo a flexotracción con carga central (más conocido en inglés: *three-point bending test* o 3-PBT). Dicho ensayo se ejecuta en probetas prismáticas de 150x150x550 mm con una entalla en el centro de uno de sus vanos, según la norma UNE-EN 14651:2005 (Figura 3.6a). Durante su ejecución se mide en todo momento la fuerza aplicada F y la apertura de fisura w , que permiten posteriormente mediante una simple expresión determinar las resistencias residuales f_{Ri} del HRF (Figura 3.6b).

Con el modelo constitutivo definido, se procede a la realización del estudio paramétrico. Se consideran como variables de mayor influencia en la dispersión intrínseca del HRF las relacionadas con las dimensiones del elemento (b y h). Hay estudios que además de estas variables incluyen en su modelo otras como la distribución y orientación de las fibras. Si bien añaden precisión a la simulación, la inclusión de estas otras variables implica un coste computacional mucho mayor, además de una elevada complejidad. En este trabajo se ha optado por reducir las variables de entrada, seleccionando las que se ha creído más oportuno, para ofrecer unos resultados que puedan ser fácilmente comprensibles y reproducibles. Asimismo, los resultados obtenidos no difieren demasiado de los encontrados en la literatura revisada, como se mostrará más adelante.

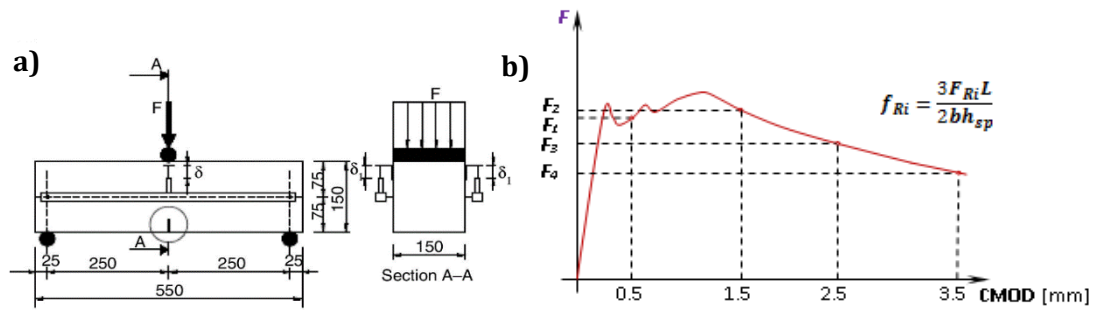


Figura 3.6. a) Configuración del ensayo 3-PBT (mm) y b) Relación F-CMOD.

Así pues, para el canto h y el ancho b se toman unos rangos de valores suficientemente amplios pero usuales en lo que es el ámbito de las dovelas de hormigón para el revestimiento de túneles. En este sentido, se han analizado dimensiones de hasta 600 mm y 1.500 mm para el canto y el ancho de la pieza respectivamente. Como valores para la resistencia residual a flexotracción del HRF se han utilizado los valores obtenidos de las campañas experimentales analizadas y mostradas en la Tabla 3.8. De dichas campañas se ha obtenido un valor promedio $f_{Ftu} = 1,42 \text{ N/mm}^2$, con un coeficiente de variación (CV) de 18,6%.

El procedimiento del modelo consiste en dividir la sección fisurada (considerada perpendicular al eje longitudinal) de cada pieza en celdas más pequeñas de tamaño $150 \times 150 \text{ mm}^2$, equivalente al área fisurada de la probeta a pequeña escala ensayada en laboratorio mediante el 3-PBT (Figura 3.6a). A cada una de estas celdas se le asigna un valor aleatorio de f_{Ftu} siguiendo una distribución normal, donde como media se ha tomado el resultado obtenido de $f_{Ftu,m} = 1,42 \text{ N/mm}^2$ y como coeficiente de variación se han evaluado varios valores comprendidos entre 10% – 30%, considerado un rango suficientemente amplio para el parámetro en cuestión (Parmentier *et al.*, 2008).

La Figura 3.7 muestra un esquema de una pieza analizada con una sección de $1200 \times 300 \text{ mm}^2$, donde se muestra la sección fisurada dividida en celdas de $150 \times 150 \text{ mm}^2$. Cada una de estas celdas tiene una resistencia residual última un poco distinta de las otras, pues su valor es aleatorio. Para identificar las celdas se ha usado un criterio de notación matricial, empezando por arriba a la izquierda en filas y columnas.

El cálculo de M_u para cada sección y distribución de f_{Ftu} se determina mediante integración numérica y estableciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad (de la Fuente *et al.*, 2012). Para obtener resultados estadísticamente representativos se ha hecho un análisis de convergencia y se ha observado que a partir de 300.000 simulaciones por serie se obtienen resultados bastante estables. Consiguientemente, se decide realizar este número de simulaciones para el cálculo de la distribución estadística de M_u para cada serie.

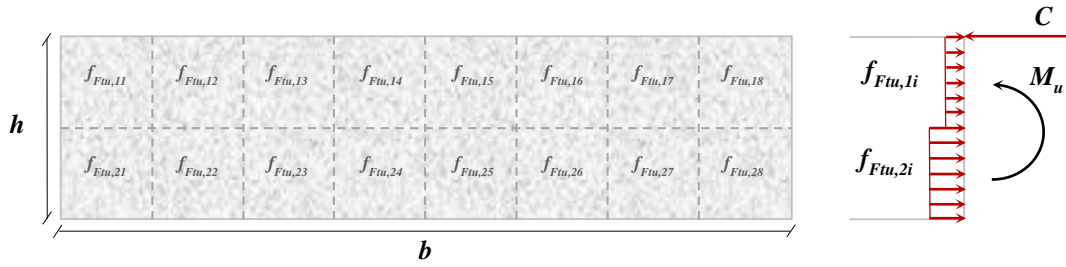


Figura 3.7. Esquema de una pieza de HRF con una sección de 1200x300 mm².

Por último, analizando la Ecuación 3.2 se puede observar que la dispersión que se obtiene de M_u coincide con la de f_{Ftu} , ya que las variables del canto y del ancho se han considerado como deterministas al presentar unas dispersiones muy bajas. De este modo, y sabiendo que mediante simulación numérica las dispersiones de los procesos de producción y de ensayo son nulas, este procedimiento proporciona directamente la dispersión intrínseca de f_{R3} para el tamaño respectivo del elemento a escala real. En el Anejo 1 de este trabajo se muestra el código utilizado para este estudio, programado mediante el programa Matlab.

3.4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A partir del estudio paramétrico y con el procedimiento numérico anteriormente comentado se obtiene la dispersión intrínseca (CV_i) de la resistencia residual f_{R3} para los diferentes tamaños del elemento estudiados. Como variables de entrada del modelo se han considerado b y h así como el coeficiente de variación intrínseco del ensayo 3-PBT (CV_i^{BT} , donde las iniciales BT significan *bending test*, del inglés). Es importante remarcar que el valor de la dispersión introducido en el modelo es el intrínseco, y precisamente lo es por lo comentado antes: mediante la simulación numérica las dispersiones de los procesos de producción y ensayo son nulas.

En la Figura 3.8 se muestran algunos de los resultados obtenidos del estudio paramétrico, concretamente aquellos en los que CV_i^{BT} toma los valores del 10%, 15%, 20% y 25%.

A simple vista se puede apreciar la tendencia global de los resultados: al aumentar las dimensiones del elemento disminuye la dispersión intrínseca de la resistencia residual. Esto ocurre tanto cuando se aumenta el ancho b como el canto h de la pieza, si bien la reducción es un poco mayor para variaciones de b que de h .

La reducción de la dispersión intrínseca de f_{R3} con el aumento del ancho b del elemento sigue una función potencial en todos los casos. Si se comparan los resultados obtenidos entre elementos de 150 mm de ancho con otros de 600 mm, es decir, 4 veces mayores, se obtienen unas reducciones alrededor del 50%. Si en vez de 4 veces se aumenta el ancho 10 veces, a 1500 mm, la reducción es mayor que el 60%. No hace falta añadir que la disminución del CV_i es más que considerable.

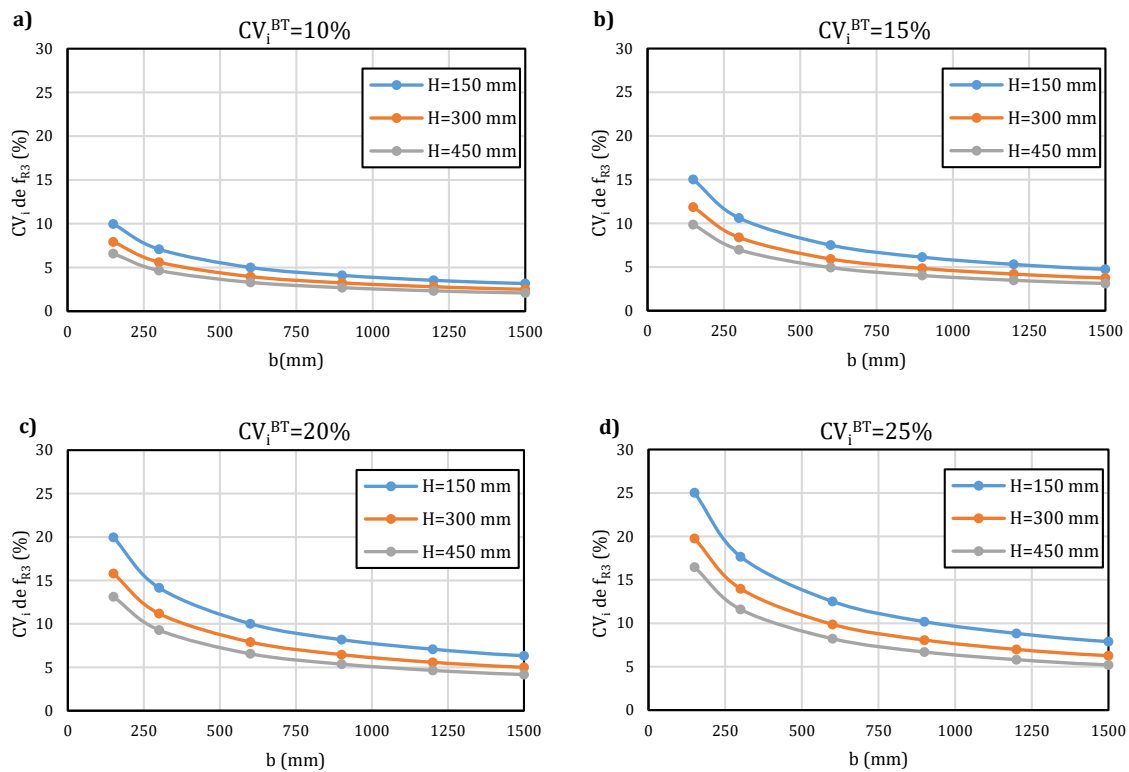


Figura 3.8. Dispersión intrínseca de f_{R3} para valores de CV_i^{BT} de: a) 10%, b) 15%, c) 20% y d) 25%.

Para el caso de aumentos del canto h del elemento ocurre un comportamiento muy parecido al del ancho. Aunque no es directo de ver de los gráficos, el CV_i de f_{R3} con la variable h también sigue una función potencial. Comparando resultados entre piezas de canto 150 mm con piezas del doble de alto, de 300 mm, se obtienen reducciones cerca del 20%. Cuando el canto aumenta a 450 mm la dispersión intrínseca disminuye más de un 30%. Aunque en menor medida que con el ancho, dadas las dimensiones consideradas, la reducción del CV_i con el canto del elemento también es bastante significativa.

La influencia de la variable de entrada CV_i^{BT} solo afecta a la magnitud de los resultados, caracterizados principalmente por la variación del elemento más pequeño considerado en el estudio, el de 150x150 mm². Su valor no influye en la intensidad de la reducción de CV_i , pues los cuatro gráficos de la Figura 3.8 presentan los mismos incrementos de reducción de la dispersión intrínseca. Además, se puede observar para el caso de los elementos más pequeños analizados y que coinciden con las probetas del ensayo 3-PBT, que la variación que retorna el modelo coincide con la introducida como variable de entrada.

Las razones por las que se produce este comportamiento del material son las que se han explicado anteriormente. Dado que toda fibra sigue una distribución probabilística, cuanto mayor sea el número de fibras que crucen la sección fisurada más se va a mitigar las variaciones que introducen cada una de ellas en el comportamiento residual. Y esto ocurre precisamente para elementos con una sección fisurada mayor, o lo que es lo mismo, para elementos de mayor tamaño.

3.4.1. Expresión simplificada para estimar la dispersión intrínseca

Con los resultados obtenidos del estudio paramétrico, en este apartado se propone una expresión simplificada que determine la dispersión intrínseca del elemento de interés a escala real en función de una serie de variables. Estas variables son, como ya se ha visto antes, las relacionadas con el tamaño de la sección fisurada, pues se ha considerado que es uno de los parámetros más influyentes en la variabilidad del HRF. Así pues, dicha expresión dependerá del canto (h), del ancho (b) y de la variación intrínseca del ensayo 3-PBT (CV_i^{BT}).

Es importante destacar que con el modelo numérico usado para el análisis paramétrico no se han reflejado las dispersiones producidas en los procesos de producción y de ensayo, únicamente la dispersión intrínseca al material. De este modo, para obtener la dispersión total del material habrá que considerar posteriormente las dispersiones de tipo distinto al intrínseco. Para simplificar la forma de referirse a las dispersiones con origen en los procesos de producción y ensayo, a partir de ahora se referirá a ellas como dispersiones de “*otros tipos*”, entendiéndose que no son intrínsecas al material.

Para determinar la expresión que calcula la dispersión intrínseca de elementos a escala real se usan los datos mostrados en el apartado anterior para ajustarlos a una función mediante una regresión multivariable. Durante el proceso se observa que las variables tienen distintos pesos dentro de la función, como se ha visto ya por ejemplo con b y h . Es por eso que se añaden potencias a ambas variables así como una constante multiplicadora k_1 .

$$CV_i^{RS} = k_1 \cdot CV_i^{BT} \cdot h^{k_2} \cdot b^{k_3} \quad (3.3)$$

La expresión de la Ecuación 3.3 permite calcular la dispersión intrínseca de elementos a escala real. Las variables h y b se deben introducir en milímetros (mm), y los parámetros k_1 , k_2 y k_3 toman los valores de la Tabla 3.9. Los superíndices RS y BT de la Ecuación 3.3 provienen del inglés y significan *real scale* (escala real) y *bending test* (ensayo a flexotracción), mientras que el subíndice i significa *intrínseco*. Es importante señalar que esta expresión se ha obtenido a partir del estudio paramétrico realizado, donde se han utilizado los datos de las campañas experimentales presentadas en el apartado 3.2. Ello indica que sus resultados en contextos generales son orientativos y aproximados, pero que no se pueden tomar por exactos en su totalidad.

Tabla 3.9. Parámetros para estimar el CV_i^{RS} de f_{R3} .

Parámetro	Valor
k_1	79.02
k_2	-0.37
k_3	-0.50

Analizando en detalle la Ecuación 3.3 se puede ver que para calcular CV_i^{RS} previamente hay que conocer el coeficiente de variación intrínseco del ensayo del laboratorio a pequeña escala (CV_i^{BT}). Dado que no es posible conocer este valor a partir de dicho ensayo, hay que hacer una suposición. Según otros estudios (Cavalero y Aguado, 2015), la dispersión total obtenida del ensayo a flexotracción presenta unos valores típicos del 18-20%, de los cuáles un 12% aproximadamente pertenece a la dispersión intrínseca del HRF. El resto es debido a fuentes de dispersión de otro tipo, como de los procesos de producción y ensayo.

Por lo tanto, para calcular la dispersión intrínseca de f_{R3} para elementos a escala real mediante la Ecuación 3.3 se asumirá que $CV_i^{BT} = 12\%$. Hecha esta suposición, para determinar la dispersión total (CV) de un elemento a escala real, aparte de la dispersión intrínseca (CV_i) habrá que tener en cuenta además la dispersión de otros tipos (CV_o), que es como se refiere en este trabajo a las introducidas en los procesos de producción y de ensayo. Para ello hay que expresar el CV total en términos de los diferentes tipos de dispersión, agrupados en los dos grupos mencionados. Si la dispersión total se aproxima a una distribución normal, CV_i y CV_o también lo harán, con lo que a partir de deducciones clásicas de sumas de distribuciones normales se obtiene la Ecuación 3.4.

$$CV^2 = CV_i^2 + CV_o^2 \quad (3.4)$$

Esta ecuación relaciona la dispersión total de un elemento con las distintas fuentes de dispersión consideradas. Es importante darse cuenta de que la Ecuación 3.4 es válida tanto para elementos a pequeña escala, como podrían ser los del 3-PBT, como para elementos a escala real. Asimismo, la dispersión debida a fuentes de otros tipos (CV_o) puede considerarse la misma independientemente de la escala o tamaño del elemento, pues los procesos de producción y de ensayo siguen los mismos procedimientos en ambos casos. Con esta aclaración, y a partir de las Ecuaciones 3.3 y 3.4 es directo la obtención de la Ecuación 3.5, que muestra el cálculo de la dispersión total de f_{R3} para cualquier elemento a escala real a partir de los resultados del ensayo a flexotracción del laboratorio.

$$CV^{RS} = \sqrt{(CV_i^{RS})^2 + (CV^{BT})^2 - (CV_i^{BT})^2} \quad (3.5)$$

En la ecuación anterior se pueden identificar tres términos: el primero (CV_i^{RS}) se obtiene de la Ecuación 3.3, el segundo (CV^{BT}) es el resultado de la dispersión total del ensayo a flexotracción del laboratorio o también llamado 3-PBT, y el tercero (CV_i^{BT}) se hace la suposición de que su valor está alrededor del 12%, como se ha comentado más arriba.

La Figura 3.9 muestra la dispersión de f_{R3} para elementos de diferentes tamaños calculados con la Ecuación 3.5 y habiendo considerado un $CV^{BT} = 18,6\%$, equivalente a la dispersión observada en las campañas experimentales estudiadas. Como era de esperar, se observa el mismo comportamiento que el visto en los resultados del estudio paramétrico: la dispersión sufre una disminución importante a medida que el tamaño del elemento aumenta.

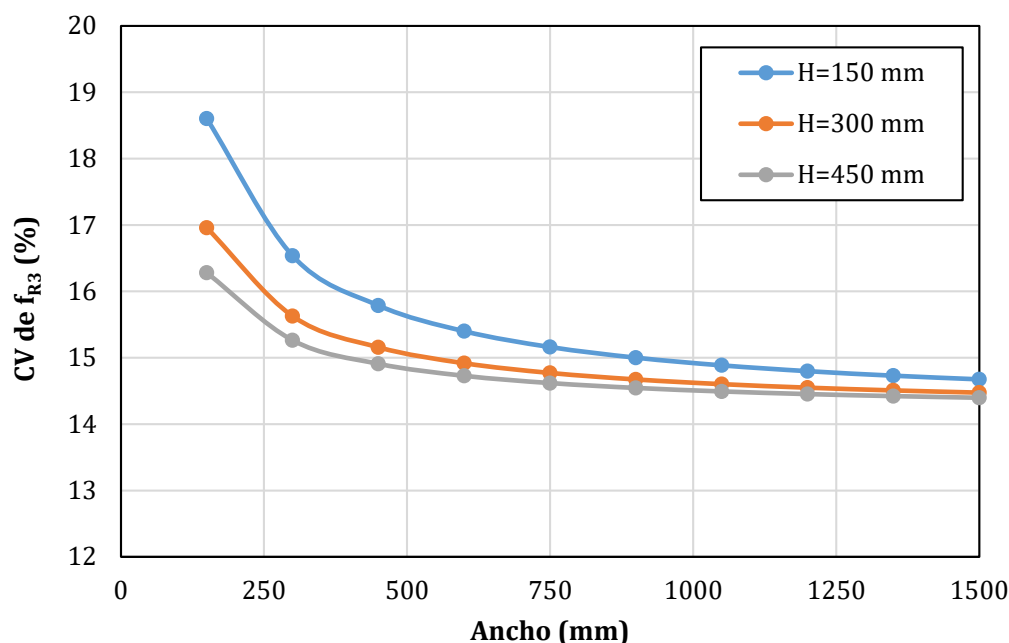


Figura 3.9. Dispersión de f_{R3} para elementos de distintos tamaños y con un $CV^{BT}=18,6\%$.

La Figura 3.9 muestra una disminución un poco diferente a la observada en la Figura 3.8, ya que ahora se tienen en cuenta también las dispersiones debidas a otras fuentes (producción y ensayo). Se puede apreciar que las reducciones que sufre el CV de f_{R3} no son tan grandes como en el caso de la dispersión intrínseca únicamente, aun así, la dispersión presenta un comportamiento parecido en función del tamaño del elemento. El aumento del ancho provoca una reducción de CV mayor que la del alto, aunque no en gran medida. Dicha reducción se hace muy notoria cuando se incrementa el ancho de 150 mm a 450 mm, donde la dispersión sufre una disminución del orden del 15%.

A partir de un ancho de 750 mm, para los elementos estudiados, con un canto entre 150 – 450 mm, frecuentes en dovelas para túneles, se puede observar una convergencia de la dispersión total del material con el aumento del ancho. Esta convergencia se sitúa cerca del 15%, que es un valor razonable considerando el tipo de elementos a los que va principalmente intencionado el presente estudio, como son las dovelas prefabricadas de HRF para túneles.

De todos modos, no hay que olvidar que el modelo presentado es una alternativa simplificada para determinar la dispersión de la resistencia residual del HRF. Tal como se ha explicado, se han hecho una serie de suposiciones y simplificaciones para poder hallar dicha dispersión de forma sencilla, con la intención de que la reproducción del método no conlleve demasiados problemas. Por lo tanto, es importante tener en cuenta que los resultados que surjan de este procedimiento se deben tomar como orientativos, no como exactos.

Una forma de introducir más exactitud en el modelo habría sido realizando una campaña experimental mucho más extensa, de donde se pudiesen sacar unos resultados que

se pudieran considerar genéricos y representativos. Otra manera sería considerando un modelo constitutivo más complejo, que reflejase con mayor precisión el comportamiento residual del HRF. No es difícil identificar alternativas que añadan exactitud al modelo, pero también hay que darse cuenta de que implican un incremento en la complejidad, y a veces, sin garantías de obtener una representatividad mayor.

Por último añadir que, aunque se hayan hecho una serie de suposiciones y simplificaciones con el método presentado, los resultados obtenidos presentan un grado elevado de similitud con otros estudios en los que se ha seguido una filosofía de trabajo distinta (Cavalero y Aguado, 2015). Ello indica en parte que el modelo presentado en este capítulo presenta cierta fiabilidad, ofreciendo unos resultados muy razonables.

4. CALIBRACIÓN DEL COEFICIENTE PARCIAL DE SEGURIDAD DEL HRF

4.1. INTRODUCCIÓN

El uso del HRF ha ido creciendo en las últimas décadas, siendo una de sus muchas aplicaciones la de material utilizado para ejecutar las dovelas empleadas en el revestimiento de túneles construidos mediante tuneladora. Igual que para todo material estructural, existen diversas guías de diseño, tanto de generales como específicas, que contemplan el diseño del HRF mediante el método tradicional de los estados límite. Así pues, el uso de coeficientes parciales de seguridad es requerido tanto para las cargas como los materiales.

En el caso del coeficiente parcial de seguridad del HRF como material, a día de hoy se utilizan los mismos valores que se usan para el hormigón convencional. Estos valores son los que se muestran en la Tabla 4.1, para los Estados Límite Últimos (ELU) según el Model Code 2010. Para el caso de Estados Límite de Servicio (ELS) los coeficientes parciales de seguridad toman el valor 1,0.

Tabla 4.1. Coeficientes Parciales de Seguridad para ELU (Model Code 2010).

Material	Coeficiente parcial de seguridad
HRF en compresión	Igual que hormigón convencional
HRF en tracción (límite de linealidad)	Igual que hormigón convencional
HRF en tracción (resistencia residual)	$\gamma_F=1,5$

El empleo de los mismos coeficientes para el HRF que los del hormigón convencional puede ser poco realista, en especial para la resistencia residual a flexotracción (f_R). Esto es porque f_R presenta una dispersión bastante mayor que la de la resistencia a compresión (f_c), como se ha podido comprobar en los resultados de las campañas experimentales mostradas en el apartado 3.2. . Esta suposición puede llevar a unos índices de fiabilidad (β) del HRF más bajos que los del hormigón armado tradicional, penalizándolo como alternativa a utilizar en ciertos elementos estructurales.

Es por esto que en la segunda parte de este trabajo se hace una calibración del coeficiente parcial de seguridad a aplicar al HRF cuando está sometido a tracción, concretamente para elementos tipo dovela sometidos a flexotracción. Para ello se realiza un análisis de fiabilidad estructural mediante métodos probabilísticos conocidos, como son el FORM o simulaciones de Montecarlo. Mediante estos métodos se pretende evaluar la fiabilidad estructural de los elementos estudiados y así poder calibrar el coeficiente parcial de seguridad del material.

En este proceso de calibración se utilizarán los resultados obtenidos del capítulo 3, referentes al coeficiente de variación del HRF en función de las dimensiones de la pieza estudiada. Dichos resultados serán de gran utilidad para obtener una calibración más ajustada a la realidad que represente mejor el comportamiento real del material.

4.2. METODOLOGÍA

Para llevar a cabo la calibración del coeficiente parcial de seguridad del HRF se realiza lo que se conoce como un análisis de fiabilidad o seguridad estructural. Para realizar este tipo de análisis existen numerosas técnicas, y en el presente trabajo se han utilizado dos de ellas: el método FORM y simulaciones de Montecarlo. Estos métodos son muy conocidos y se emplean frecuentemente para analizar la fiabilidad de cualquier sistema. Se ha escogido usar más de un método para poder contrastar los resultados obtenidos mediante cada uno de ellos, y de este modo tener una idea aproximada de la veracidad de los resultados.

Pero antes de realizar el estudio de fiabilidad estructural hay que definir el problema que se va a estudiar, presentar las variables involucradas y las cargas actuantes. Para ello habrá que definir la función de estado límite, que recoge en una misma expresión las variables resistentes y las solicitantes, y que define el caso límite entre el fallo y no fallo de la estructura.

Este proceso previo o enfoque probabilístico del problema lo que hace es tener en cuenta las incertidumbres de las variables del modelo para mejorar la robustez de los pronósticos y la configuración optimizada (Kadry *et al.*, 2007). Para ello se tendrá que definir la función de densidad de probabilidad (*pdf* en inglés) para las variables aleatorias y escoger un valor fijo para las variables deterministas, según se considere oportuno para el modelo.

4.2.1. Planteamiento probabilístico del problema

El paso previo al análisis de seguridad estructural pasa por definir la función de estado límite (también conocida como función g) que representa la situación estructural que se va a estudiar. Este paso es común independientemente de la técnica que se vaya a utilizar para el análisis de fiabilidad posterior, y es de vital importancia pues determinará los resultados finales según la función de estado límite escogida.

La función de estado límite agrupa las variables en dos tipos, las resistentes (R) y las solicitaciones (S), quedando su expresión generalizada como la que se muestra en la Ecuación 4.1. Los dos grupos de variables suelen estar representados por funciones de distribución de probabilidad, y según la incertidumbre en su predicción sus respectivas funciones de densidad de probabilidad ($f_X(x)$) tomarán una forma u otra.

$$g(R, S) = R - S \quad (4.1)$$

Cuando las resistencias sean menores que las solicitaciones se dice que se producirá el fallo del elemento estructural. Para medir este suceso se define la probabilidad de ocurrencia o probabilidad de fallo (Ecuación 4.2).

$$p_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P[g(R, S) \leq 0] \quad (4.2)$$

Donde g es la función de estado límite, y el caso particular en que las resistencias son iguales a las solicitaciones se dice que es el caso límite ($g=0$). Otra forma de expresar las resistencias y solicitaciones es en forma de momento (momento último en la sección o M_u para R y momento solicitante en la sección o M_s para S).

En el caso presente de este trabajo, lo que se quiere es calibrar el coeficiente parcial de seguridad del HRF destinado principalmente para uso en dovelas sin armado tradicional, sometidas a esfuerzos a flexotracción. Esfuerzos de este tipo para el caso particular de las dovelas se dan solo en fases transitorias, como en su desmoldeo, transporte o manipulación, como ya se ha comentado antes. Así pues, ya que el fallo de la dovela vendrá dado por un esfuerzo a flexión, el momento último de la sección (M_u) o momento resistente viene definido por la Ecuación 4.3.

$$M_u = \frac{bh^2}{2} f_{ctu} = \frac{bh^2}{6} f_{R3} \quad (4.3)$$

El momento M_u ya se ha definido anteriormente en el capítulo anterior, para el estudio de la dispersión intrínseca del HRF (ver Ecuación 3.2).

En cuanto al momento solicitante en la sección (M_s), para este tipo de elementos no interesa que se produzca fisuración. Consecuentemente, la carga a resistir es la producida por el momento de fisuración a flexión (M_{fs} , Ecuación 4.4), que conlleva a un esfuerzo a tracción igual a la resistencia a flexotracción del hormigón ($f_{ct,fl}$).

$$M_{fis} = \frac{bh^2}{6} f_{ct,fl} \quad (4.4)$$

En la mayoría de casos, es de esperar que el momento de diseño máximo (M_d) ocurra para etapas transitorias de las dovelas, cuando éstas aún no han entrado en fase de servicio. No obstante, estos momentos de diseño son normalmente inferiores al momento de fisuración (M_{fis}), lo que supondría un posible fallo del elemento estructural, deviniendo en una rotura frágil del mismo. Consecuentemente, para garantizar una respuesta dúctil de la sección hay que imponer la condición que el momento último sea mayor que el de fisuración, es decir, que $M_u \geq M_{fis}$, de forma que la sección más desfavorable sea capaz de soportar la carga de fisuración de la matriz de hormigón (Liao *et al.*, 2015a y Liao *et al.*, 2015b).

Este criterio también ha sido propuesto en otros estudios (Chiaia *et al.*, 2009a,b; Fantilli *et al.*, 2016a,b), donde se explica el tipo de refuerzo necesario según el tipo de rotura que se busque. Para el caso presente, donde $M_u \geq M_{fis}$, se obtiene un refuerzo llamado supracrítico (ver Figura 4.1), que permite garantizar un comportamiento dúctil del segmento en caso de que se produzca una rotura durante cualquiera de las etapas transitorias de las dovelas. Otros casos de refuerzo inferiores al crítico ($M_u = M_{fis}$) se conocen como infracríticos, y conducen a escenarios de inseguridad y posibles roturas frágiles no deseables (Levi, 1985; Montaner, 2012).

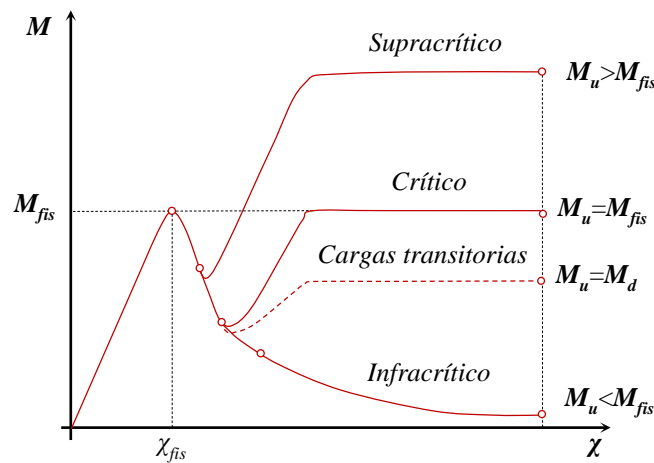


Figura 4.1. Relación Momento - Curvatura de la sección más crítica con diferentes configuraciones de refuerzo (Liao *et al.*, 2016).

Definidos los momentos resistentes y solicitantes y haciendo algunas simplificaciones, la función de estado límite resulta como se muestra en la Ecuación 4.5. Cabe destacar que si $g > 0$, f_{R3} será suficiente para garantizar una rotura supracrítica, mientras que si $g = 0$ la rotura será crítica, pero en ambos casos las roturas serán de tipo dúctil.

$$g(M_u, M_{fis}) = \lambda \cdot f_{R3} - f_{ct,fl} \quad (4.5)$$

La resistencia a flexotracción del hormigón ($f_{ct,fl}$) se calcula a partir de la resistencia media a tracción (f_{ctm}), tal como se muestra en las Ecuaciones 4.6 y 4.7.

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h) \cdot f_{ctm} \quad (h \text{ en metros}) \quad (4.6)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,58 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

De la función g , el parámetro λ corresponde al factor de sesgo, que mide la semejanza entre el modelo numérico y los resultados reales obtenidos de forma experimental. Numéricamente se define como el ratio entre $M_{u,exp}/M_{u,mod}$, donde $M_{u,exp}$ es el momento último obtenido experimentalmente de segmentos de HRF ensayados a escala real y para una CMOD=2,5 mm en el centro de su vano, mientras que $M_{u,mod}$ es el mismo momento del mismo segmento pero calculado de forma analítica con la Ecuación 4.3.

Para determinar λ se realizó un análisis exhaustivo de la literatura científica relacionada con ensayos a escala real de dovelas ejecutadas con HRF. Dicho análisis se muestra más adelante en el apartado 4.3., donde se muestra la información más relevante de cada campaña experimental estudiada.

Con la función de estado límite definida (Ecuación 4.5), previamente al análisis de fiabilidad estructural solo falta definir las funciones de distribución de probabilidad de las variables aleatorias que intervienen. Se puede observar que las variables pertenecientes a las dimensiones del elemento (ancho y canto) se han considerado como deterministas, dada su pequeña dispersión y para simplificar la modelización del problema. Consiguientemente, los términos que acompañan a las resistencias f_{R3} y $f_{ct,fl}$ se cancelan mutuamente. En cuanto a las otras variables, sus parámetros estadísticos se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Variables aleatorias de la función g .

Variable	Descripción	Distribución	Media	Coefficiente de variación
λ	Factor de sesgo del modelo	Log-normal	1,04	33%
$f_{ct,fl}$	Resistencia a flexotracción	Log-normal	Según la clase de hormigón	30%
f_{R3}	Resistencia residual (CMOD=2,5mm)	Log-normal	Según diseño	*

*El CV de f_{R3} debe medirse a partir de valores estadísticos obtenidos de su caracterización.

En la tabla anterior se muestran la media y el coeficiente de variación del factor de sesgo, obtenidos de las campañas experimentales analizadas más adelante en el capítulo 4.3. Se puede ver que el CV de λ presenta un valor muy elevado. En la práctica la dispersión

de este parámetro disminuye considerablemente, pero en el caso de este estudio se ha tenido que calcular a partir de un número de campañas experimentales limitado, dado que eran los recursos de los que se disponía. En relación al CV de la resistencia a flexotracción, se ha tomado el valor de 30% que recomienda el Comité Conjunto de Seguridad Estructural (JCSS, 2001).

Finalmente, una vez conocida la función de estado límite y con las variables aleatorias que intervienen en ella definidas ya es posible realizar el estudio de fiabilidad estructural. Para realizar el análisis se emplean dos métodos diferentes, con la intención de poder contrastar los resultados obtenidos. Las técnicas que se realizan son el método FORM y simulaciones de Montecarlo, y permiten determinar la probabilidad de fallo del sistema.

4.2.2. Método FORM

El método FORM es un método de aproximación de las funciones de densidad de probabilidad. Su nombre viene del inglés (*First Order Reliability Method*), e indica que dicha aproximación es de primer orden (lineal), y se hace mediante hiperplanos tangentes a la superficie de fallo en su punto de diseño (Madsen y Ditlevsen, 1996). Esto permite obtener una estimación de la probabilidad de fallo mediante la Ecuación 4.8, donde Φ es la función de distribución acumulada (*cdf* en inglés) de Gauss y β es el índice de fiabilidad según Hasofer y Lind (Hasofer y Lind, 1974).

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.8)$$

Para poder emplear esta técnica de transformación probabilística, además de conocer de cada una de las variables aleatorias sus dos primeros momentos (media y varianza), también es necesario conocer su tipo de distribución de probabilidad. Esto permite aprovechar toda la información de la que se dispone de las variables, que en el punto de diseño se aproximan a variables normales en forma estándar.

Para el empleo de este método se utiliza el que se conoce como procedimiento de Rackwitz-Fiessler (Nowak y Collins, 2000). Este procedimiento consiste en un algoritmo que siguiendo los pasos del método FORM permite determinar la probabilidad de fallo del sistema, conocidas las funciones de densidad de las variables de la función g .

La idea básica de este proceso iterativo consiste en calcular de buen principio los valores normales equivalentes de la media y la desviación estándar de todas las variables aleatorias con distribución no normal en el punto de diseño. Hecho esto, el procedimiento a seguir es el habitual del método FORM. Los pasos de este algoritmo se detallan a continuación:

1. Formular la función de estado límite y determinar las distribuciones de probabilidad y los parámetros apropiados para todas las variables aleatorias X_i ($i=1, 2, \dots, n$) involucradas. Esto se ha mostrado en el apartado 4.2.1.

2. Obtener un punto inicial de diseño $\{x_i^*\}$ asumiendo valores para $n-1$ variables aleatorias (los valores medios de las variables son una elección frecuente y razonable). A continuación, resolver la ecuación de estado límite $g=0$ para la variable aleatoria restante, para asegurar que el punto de diseño está en la superficie de fallo.
3. Para cada valor x_i^* del punto de diseño que presente una distribución no normal hay que determinar su media ($\mu_{x_i}^e$) y desviación estándar ($\sigma_{x_i}^e$) normales equivalentes. En el presente caso todas las variables presentan distribuciones Log-normal, con lo que dichos parámetros se calculan con las Ecuaciones 4.9 y 4.10.

$$\sigma_{\ln x_i}^2 = \ln \left(1 + \frac{\sigma_{x_i}^2}{\mu_{x_i}^2} \right) \quad (4.9)$$

$$\mu_{\ln x_i} = \ln(\mu_{x_i}) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln x_i}^2$$

$$\sigma_{x_i}^e = x_i^* \cdot \sigma_{\ln x_i} \quad (4.10)$$

$$\mu_{x_i}^e = x_i^* \cdot [1 - \ln(x_i^*) + \mu_{\ln x_i}]$$

4. Determinar la forma reducida o estándar de las variables $\{z_i^*\}$ correspondientes al punto de diseño $\{x_i^*\}$ mediante la Ecuación 4.11.

$$z_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}^e}{\sigma_{x_i}^e} \quad (4.11)$$

5. Calcular las derivadas parciales de la función de estado límite respecto las variables en forma reducida, usando la Ecuación 4.12. Por conveniencia, se define un vector columna $\{G\}$ que contiene como elementos dichas derivadas parciales multiplicadas por -1.

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad \text{donde } G_i = \left[-\frac{\partial g}{\partial z_i} \right]_{\text{evaluado en punto diseño}} \quad (4.12)$$

6. Calcular mediante la Ecuación 4.13 una estimación del índice de fiabilidad β . El superíndice T indica transpuesta.

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \text{donde } \{z^*\} = \begin{Bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \\ \vdots \\ z_n^* \end{Bmatrix} \quad (4.13)$$

7. Calcular el vector columna $\{\alpha\}$ que contiene como elementos los factores de sensibilidad. Usar la Ecuación 4.14.

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (4.14)$$

8. Determinar un nuevo punto de diseño expresado en variables en forma reducida para $n-1$ variables, mediante la Ecuación 4.15.

$$z_i^* = \alpha_i \cdot \beta \quad (4.15)$$

9. Determinar los valores correspondientes al nuevo punto de diseño en coordenadas originales para las $n-1$ variables, usando la Ecuación 4.16.

$$x_i^* = \mu_{x_i}^e + z_i^* \cdot \sigma_{x_i}^e \quad (4.16)$$

10. Determinar el valor de la variable aleatoria restante (la que no se ha calculado en los pasos 8 y 9) solucionando la función de estado límite $g=0$.
11. Repetir los pasos 3-10 hasta que el índice de fiabilidad β y el punto de diseño $\{x_i^*\}$ converjan.

Una vez se cumpla el paso 11 y los valores se hayan estabilizado, es posible determinar la probabilidad de fallo a partir de la Ecuación 4.8.

4.2.3. Simulaciones de Montecarlo

Las simulaciones de Montecarlo son un método de simulación que se utilizan para determinar la probabilidad de fallo de una estructura o sistema. Para poder usar este método hay que conocer las distribuciones de probabilidad de las variables que intervienen en la función de estado límite. Lo que se hace es dar valores aleatorios acorde con su tipo de distribución a las variables que componen la función g y se evalúa el valor de ésta (Figura 4.2), para ver si se produce fallo ($g < 0$) o no ($g \geq 0$). En cierto modo equivale a construir la función de densidad de probabilidad conjunta de la función de estado límite.

Este proceso debe hacerse un número elevado de veces para obtener resultados representativos. La probabilidad de fallo, una vez hechas todas las simulaciones, se puede determinar mediante la expresión de la Ecuación 4.17 (Sundararajan, 1995).

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (4.17)$$

Donde N_f son el número de simulaciones en que la función de estado límite ha tomado valores negativos (fallo) y N son el número total de simulaciones realizadas.

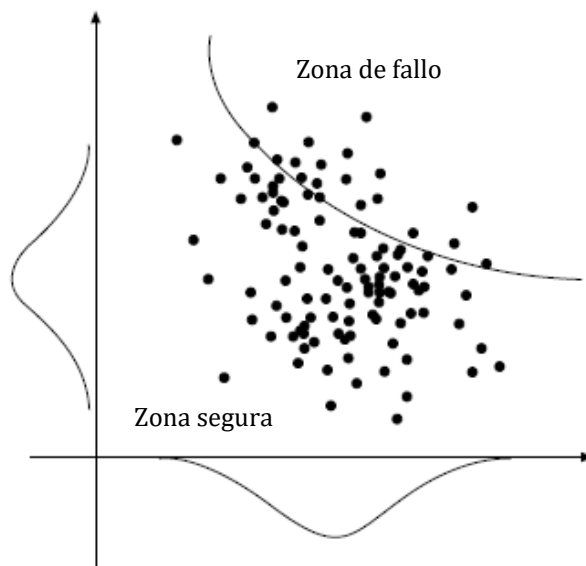


Figura 4.2. Evaluación de la fiabilidad mediante simulaciones de Montecarlo (Kadry *et al.*, 2007).

Una de las ventajas de las simulaciones de Montecarlo es que son un método simple y fácil de emplear, puesto que su programación es bastante sencilla. Por el contrario, se necesitan un número muy elevado de simulaciones para obtener resultados representativos, lo que puede suponer un problema en cuanto a tiempo de computación cuando la ecuación de estado límite tiene una expresión compleja.

4.3. CAMPAÑAS EXPERIMENTALES

Con la intención de proponer una expresión fiable del factor de sesgo (λ) se ha realizado un análisis exhaustivo de la literatura científica relacionada con ensayos a escala real de dovelas y/o segmentos armados exclusivamente con fibras. Las dovelas y/o segmentos estaban sometidos a condiciones simplemente apoyadas y con una carga central de flexotracción (ver Figura 4.3), para simular el estado transitorio de carga que se estudia en este trabajo.

De cada una de las campañas analizadas interesaba sacar dos valores, el $M_{u,exp}$ y el $M_{u,mod}$. El primero corresponde al momento último para una apertura de fisura (CMOD) de 2,5 mm y obtenido experimentalmente del ensayo. El segundo corresponde al mismo momento último pero obtenido de forma numérica con la Ecuación 4.18 y a partir de datos del material (f_{R3}) obtenidos de los ensayos sobre probetas a pequeña escala.

$$M_{u,mod} = \frac{bh^2}{6} f_{R3} = \frac{F_3 l}{4} + \frac{ql^2}{8} \quad (4.18)$$

Donde F_3 es la carga puntual que actúa en el centro del vano de la probeta y corresponde a una $CMOD=2,5$ mm. Los parámetros q y l son la carga del peso propio y la longitud de la probeta respectivamente.



Figura 4.3. Ensayo a flexotracción de una dovela a escala real con una cuantía de fibras de acero de 50 kg/m^3 (Laboratorio de la UPC, Barcelona).

Las probetas de las campañas experimentales analizadas pertenecían a dovelas a emplear en túneles de metro o ferrocarril, en pozos verticales, o simplemente estaban confeccionadas para ser usadas para la investigación. Todas las probetas estudiadas presentaban las siguientes características:

- Resistencia característica a compresión entre $40 - 60 \text{ N/mm}^2$.
- Reforzadas únicamente con fibras de acero.
- Cuantía de fibras comprendida entre $30 - 60 \text{ kg/m}^3$.

Algunas campañas estudiadas tuvieron que ser descartadas debido a la falta de información para obtener los valores necesarios. A continuación se muestran los datos más relevantes de las campañas analizadas de las que se pudo sacar información para determinar una función aproximada del factor de sesgo. Las campañas se separan según el fin de la probeta (túneles de metro, túneles ferroviarios, pozos verticales o investigación). Para identificar cada una de ellas se les ha puesto como nombre el del autor principal de la publicación científica donde se presenta dicha campaña.

4.3.1. Dovelas para túneles de metro

En este apartado se muestran cuatro campañas experimentales donde como probetas se emplearon dovelas fabricadas con HRF destinadas al revestimiento de túneles de metro. El uso del HRF para este uso es de los más frecuentes, y la gran cantidad de probetas ensayadas encontradas en la literatura lo demuestra.

4.3.1.1. Gettu et al. (2004)

En esta campaña experimental se analizó el uso de fibras metálicas como único refuerzo estructural del hormigón de las dovelas de la línea L9 del metro de Barcelona. El proyecto de esta línea tiene una longitud de 44 km con 46 estaciones a lo largo de su recorrido. El trazado discurre libremente a una profundidad de entre 30 y 70 metros, y el método constructivo para hacerlo es mediante tuneladoras.

El tramo del estudio es el tramo 4, también llamado de Bon Pastor-Can Zam. La sección transversal en este tramo está formada por 7 dovelas iguales, con un ancho de 1,80 m y un canto de 0,35 m, y la clave, que tiene la mitad de longitud. El diámetro interior es de 10,90 m, y cada dovela comprende un ángulo de 48° (Figura 4.4).

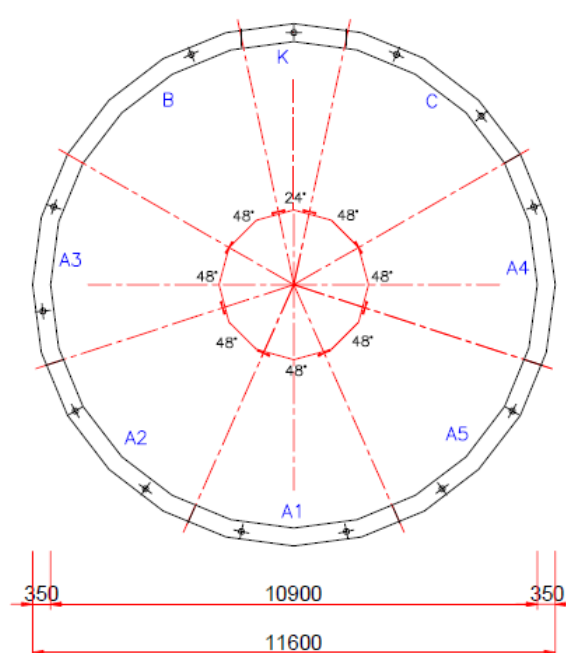


Figura 4.4. Sección transversal del revestimiento del túnel formado por 7+1 dovelas.

Originalmente, las dovelas estaban proyectadas con una gran cuantía de armadura convencional e incorporando 30 kg/m^3 de fibras de acero. La acción de las fibras no se consideraba en ningún caso como resistente y se le asignaba únicamente un papel en la mejora del comportamiento del hormigón frente a posibles impactos durante la manipulación y colocación de las dovelas. Posteriormente se planteó la posibilidad de emplear únicamente las fibras como refuerzo estructural, por lo que se llevó a cabo el estudio.

Para el ensayo a flexotracción a escala real se emplearon cuatro dovelas fabricadas solo con HRF, dos de ellas con una cuantía de 45 kg/m^3 y las otras dos con 60 kg/m^3 . Se decidió no sobrepasar esta cantidad por razones económicas y prácticas (p. ej. facilidad de mezclado, homogeneización y colocación). La dosificación de las mezclas fue la que se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Dosificación del hormigón base.

Componentes	kg/m ³
Cemento I 52,5R	400
Arena 0-4 mm granítica	801
Gravilla 5-12 mm granítica	443
Gravilla 12-20 mm granítica	550
Agua	153
Superplastificante	6,4
Fibras de acero	45/60

Las fibras empleadas eran de acero bajo en carbono con los extremos conformados. El límite elástico mínimo de las fibras era de 1100 N/mm², con una longitud de 50 mm y un diámetro de 1,0 mm.

La configuración del ensayo a flexotracción se muestra en la Figura 4.5. Las dovelas se colocaron sobre dos apoyos continuos y paralelos de neopreno de 200 mm de ancho y 40 mm de espesor, con una luz entre los ejes de neopreno de 1,8 m y se aplicó una carga lineal en el centro luz. Debido a ciertas limitaciones tanto espaciales como económicas, los ensayos se realizaron sobre la dovela tipo K (Figura 4.4), correspondiente al cierre del anillo, de dimensiones más reducidas que las otras.

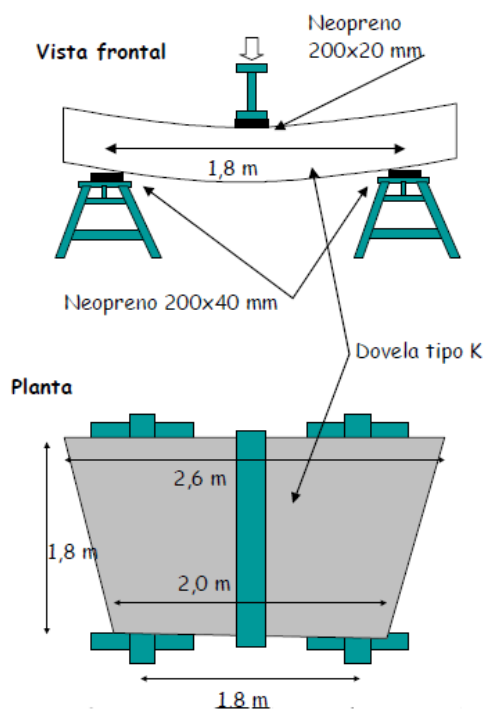


Figura 4.5. Configuración del ensayo a flexotracción.

Para esta campaña experimental fue posible obtener los resultados del ensayo, que se muestran en la Figura 4.6 en forma de curvas (carga-CMOD).

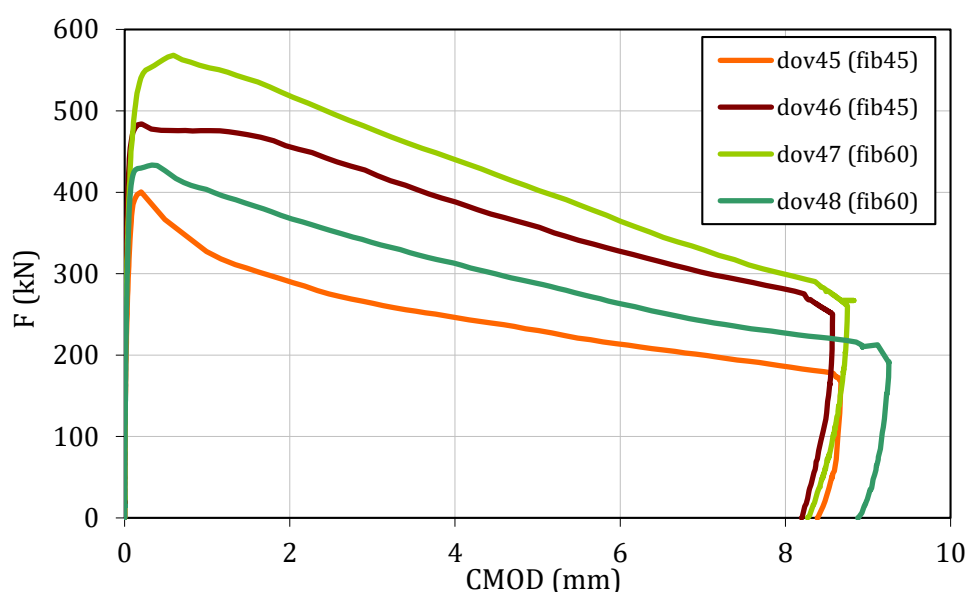


Figura 4.6. Curvas carga-apertura de fisura de las dovelas.

De las curvas anteriores se puede apreciar el comportamiento elástico en el primer tramo de curva, que pasa a plástico antes de alcanzar la carga máxima (f_L). En líneas generales, y como era de esperar, las dovelas con 60 kg/m³ presentan mayor capacidad de carga que las de 45 kg/m³ de fibras. Por lo que respecta a la variabilidad de resultados, ambas dosificaciones presentan una dispersión elevada, si bien cabe añadir que solo hay dos probetas de cada, lo que es la población mínima para sacar datos estadísticos.

4.3.1.2. Blazejowsky (2014)

Esta campaña experimental se llevó a cabo con la finalidad de estudiar y caracterizar el comportamiento de dovelas fabricadas con HRF usadas para el revestimiento de un túnel y sometidas a condiciones de cargas a flexotracción. En ella se estudiaron las relaciones carga-desplazamiento, carga-deformación, índices de tenacidad, así como la propagación de la fisura producida.

El proyecto en cuestión consistía en una expansión del sistema de metro entre la ciudad de Toronto y la Región Municipal de York, con una longitud de 8,6 km de los cuáles 6,6 km eran de túnel subterráneo. La sección transversal consta de un anillo formado por 4 dovelas y 2 llaves, con un ancho de 1,50 m y un canto de 0,235 m. El diámetro interior del túnel es de 5,40 m, y cada dovela comprende un ángulo de 67,5° mientras que las llaves solo 45° (Figura 4.7).

Para los ensayos a flexotracción a escala real fueron usadas un total de 6 dovelas fabricadas únicamente con hormigón reforzado con fibras de acero, con una dosificación de

57 kg/m³, equivalente al 2% del total de la mezcla (la receta exacta de la mezcla no se mostraba en la publicación por razones de confidencialidad). Se decidió no variar la cuantía de fibras puesto que ya existía un diseño previo en cuanto a su volumen, y de este modo se podían estudiar otros parámetros estadísticos relacionados con la respuesta del material.

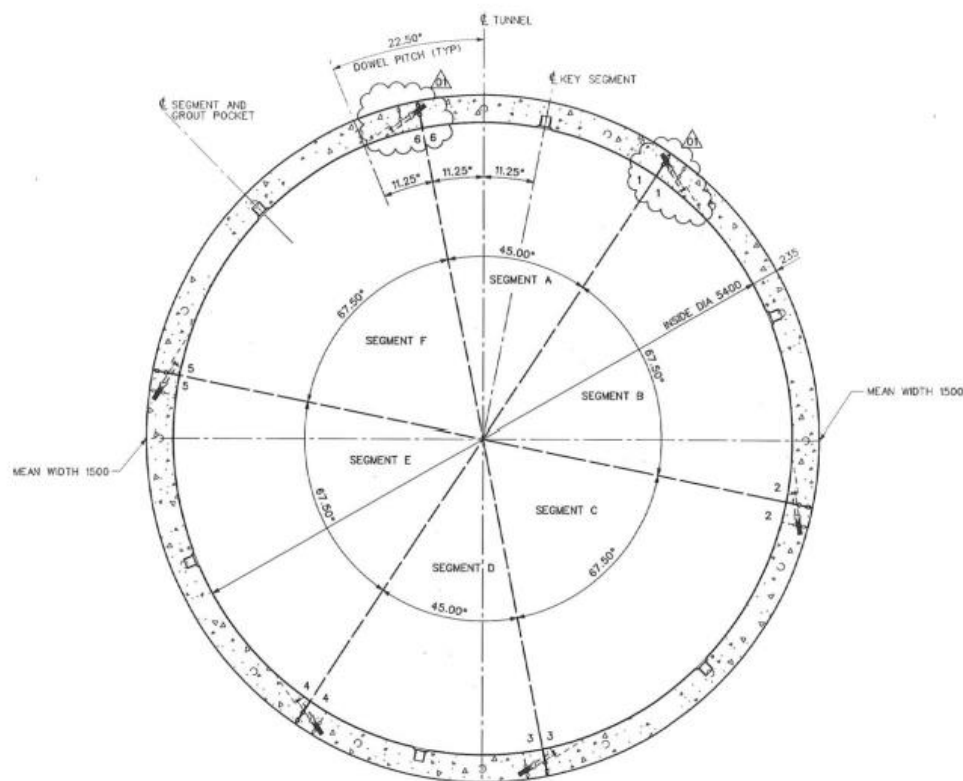


Figura 4.7. Sección transversal del revestimiento del túnel formado por 4+2 dovelas.

Las fibras que se emplearon eran de acero de carbono con los extremos conformados y de sección circular. El límite elástico mínimo de las fibras era de 1050 N/mm², con una longitud de 60 mm y un diámetro de 0,75 mm.

Para la configuración de los ensayos a flexotracción se empleó un sistema de montaje algo complejo y que ya había sido usado en otros estudios (Moccichino *et al.*, 2006; Caratelli *et al.*, 2011). El sistema de carga consistía en una prensa hidráulica común que transmitía una carga puntual que mediante un conjunto de perfiles metálicos soldados y unidos en forma de árbol repartía la fuerza en todo el ancho de la probeta, simulando una carga repartida y uniforme. El sistema de reacción consistía en dos perfiles metálicos en I con una sección redondeada de acero soldada en su parte superior, separados una distancia de 2,4 metros aproximadamente, y ocupando todo el ancho de la dovela. Un esquema del montaje puede verse en la Figura 4.8., donde se muestra una dovela sometida a la carga repartida en toda su sección central de su extradós.

En los ensayos efectuados no se midió la apertura de fisura (CMOD) en función de la carga aplicada. En vez de esto se midió el desplazamiento vertical en el centro del vano, que

es un parámetro alternativo bastante frecuente de medir en este tipo de ensayos. En caso de querer determinar CMOD en función del desplazamiento vertical hay que utilizar la teoría de los sólidos rígidos, que para desplazamientos pequeños, del orden de pocos milímetros, se comporta bastante fiel a la realidad.

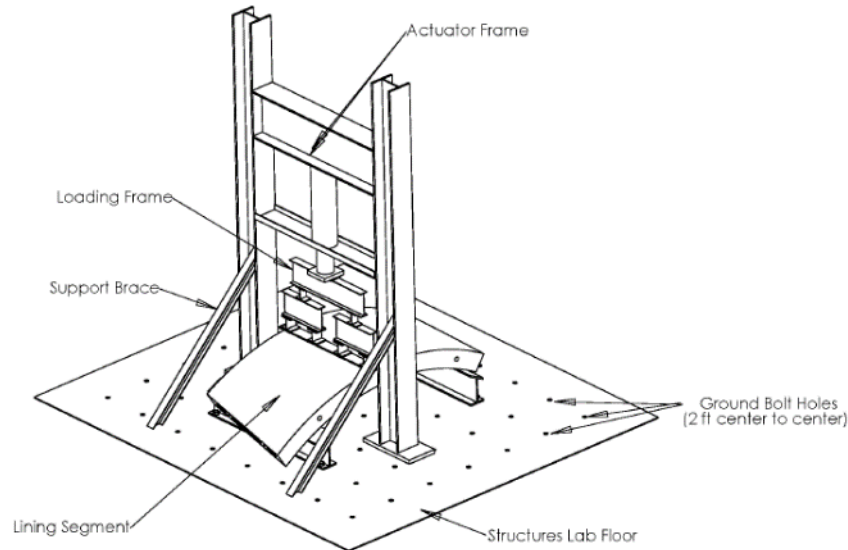


Figura 4.8. Configuración del ensayo a flexotracción.

La Figura 4.9 muestra los diagramas de carga-desplazamiento vertical de los seis ensayos realizados. En ella se muestran las curvas obtenidas de cada probeta así como el valor medio y la desviación estándar de los valores de la carga pico.

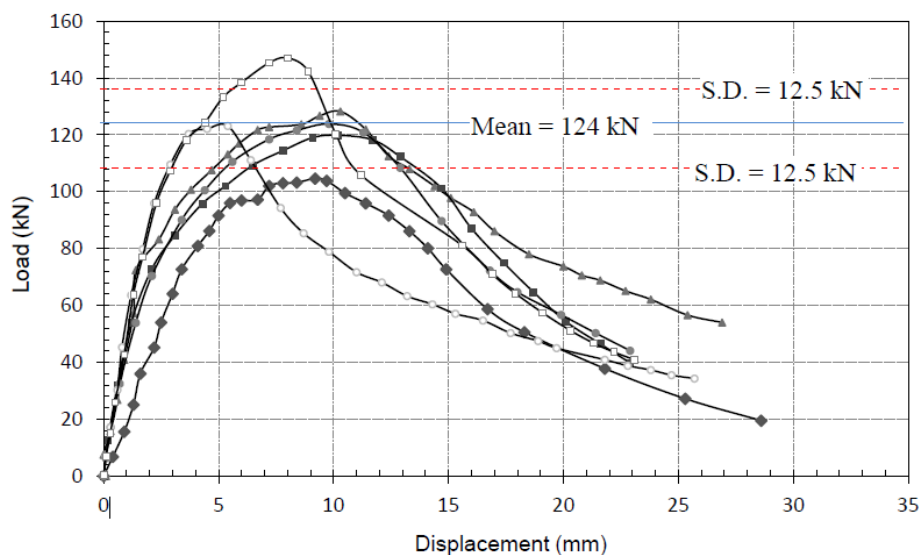


Figura 4.9. Diagramas de carga-desplazamiento en el centro del vano de las 6 probetas.

Se puede ver que a excepción de una probeta, todas presentan prácticamente el mismo comportamiento en condiciones elásticas. En condiciones plásticas se pueden apreciar más diferencias. El valor medio de la carga cuando aparece la primera fisura es de 103,5 kN, con un coeficiente de variación del 10,6%. El valor medio para la carga máxima o carga pico es de 124 kN, tal como se muestra en el gráfico, con un CV=10,1%, ligeramente inferior al de la carga correspondiente a la primera fisura. El comportamiento residual de todas las probetas parece bastante similar, pues los pendientes presentan bastante paralelismo.

4.3.1.3. Bittencourt et al. (2016)

El objetivo del estudio que se llevó a cabo era el de caracterizar los segmentos utilizados para el revestimiento del túnel de metro de la Línea 5 de São Paulo, en Brasil. La encargada de ejecutar esta construcción era la Compañía del Metropolitano de São Paulo (CMSP), y encargó el estudio para determinar la resistencia de las dovelas utilizando distintos tipo de refuerzo con la intención de optimizar el armado para el nuevo tramo de la línea de metro.

Entre las distintas configuraciones que se probaron había el uso de fibras de acero como único refuerzo de las dovelas. Se ejecutaron ensayos a flexotracción a escala real sobre segmentos utilizados para el revestimiento así como ensayos a pequeña escala para caracterizar las propiedades mecánicas del material, además de ser usadas para un nuevo modelo computacional que simulase los ensayos.

Para los ensayos a escala real se utilizaron dovelas de las mismas dimensiones que las del trazado actual, pues el nuevo proyecto contemplaba la misma sección transversal (ver Figura 4.10). Las dovelas ejecutadas únicamente con fibras correspondían a los segmentos B1, B2 y C1 de la Figura 4.10. Las dimensiones de dichos segmentos (ancho, canto y largo) se muestran en la Tabla 4.4.

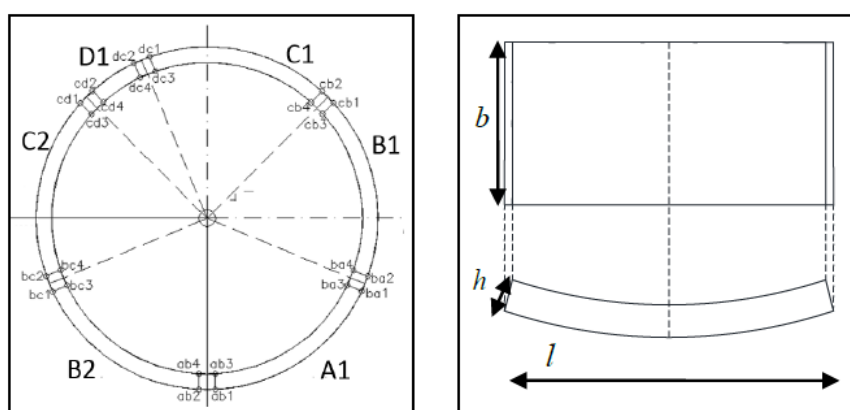


Figura 4.10. Sección transversal del túnel de la Línea 5 de São Paulo, dónde se aprecian los distintos segmentos del anillo de revestimiento.

Tabla 4.4. Parámetros geométricos de los segmentos del anillo (en mm).

Segmento	L	b	h
A1	3887,80	1478,78	300,00
B1	3887,95	1462,53	300,00
B2	3887,55	1521,11	300,00
C1	3887,75	1492,44	300,00
C2	3887,50	1537,45	300,00

Se ensayaron un total de 5 dovelas elaboradas únicamente con HRF como refuerzo, aunque solo se ha podido utilizar los datos de tres de ellas debido al comportamiento del material en el ensayo. La mezcla del hormigón se desconoce, pero se utilizaron dos cuantías distintas de fibras: de 35 kg/m³ y 40 kg/m³. Las fibras eran de acero con los extremos conformados, con una longitud de 40 mm y un diámetro de 0,67 mm.

La configuración del ensayo consistió en el uso de una prensa hidráulica tipo pórtico (Figura 4.11a) que ejercía una carga puntual, que era repartida mediante unos perfiles metálicos (Figura 4.11b) en toda la sección central del extradós de las dovelas. De este modo se ejerce una carga repartida uniformemente. Todos los segmentos fueron sometidos a una flexión simple, estando sus apoyos biapoyados (uno libre y otro fijo), con un vano en todos ellos de 2,80 m.



Figura 4.11. a) Vista general del pórtico del ensayo, y b) Vista detallada del sistema de distribución de la carga aplicada.

Los resultados de los ensayos fueron las curvas fuerza-desplazamiento vertical, obtenidas para cada dovela ensayada. Dicho desplazamiento se midió en la sección central de la probeta, por donde se produce la fisura. Para obtener el CMOD a partir del desplazamiento vertical se puede emplear la teoría de los sólidos rígidos, como se ha comentado anteriormente. La Figura 4.12 muestra las curvas obtenidas para las cinco dovelas reforzadas únicamente con fibras.

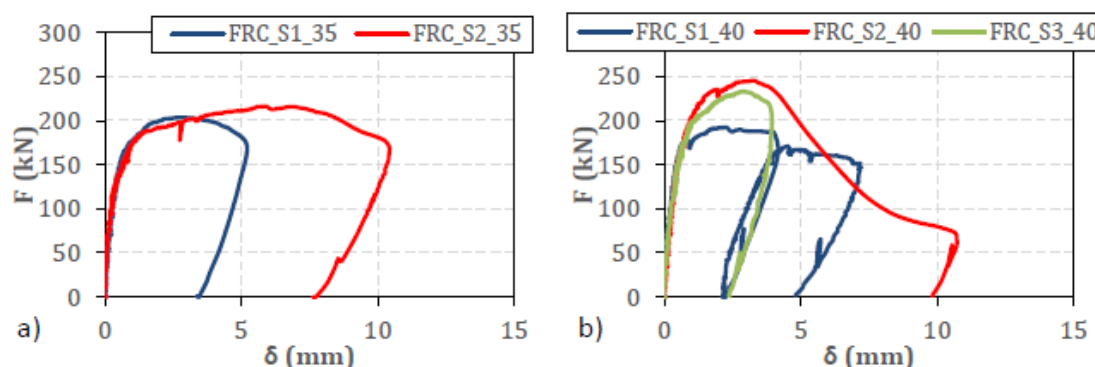


Figura 4.12. Resultados obtenidos de los ensayos a escala real: a) 35 kg/m³, y b) 40 kg/m³.

Comparando las dos cuantías de fibras ensayadas, se puede observar que la de mayor cantidad presenta una carga de fisuración mayor. Para una cuantía de 35 kg/m³ se obtuvo una carga media $F_{fis}=132,50$ kN, mientras que para 40 kg/m³ la carga media fue de $F_{fis}=153,67$ kN. El coeficiente de variación de dichas cargas fue de 5,9% y 2,3% respectivamente. Los desplazamientos verticales medios para las cargas de fisuración comentadas fueron de 0,41 mm para el primer tipo y de 0,5 mm para el segundo. Esto muestra un mayor comportamiento dúctil de la mezcla con una cuantía de fibras de 40 kg/m³.

En cuanto a la carga máxima, el primer tipo de mezcla presentó un valor medio de $F_{max}=210,02$ kN, y el segundo de $F_{max}=214,88$ kN. La dispersión de este segundo dato fue similar para la mezcla de 35 kg/m³, mientras que aumentó por encima del 12% para la mezcla de 40 kg/m³. Esto es debido a problemas técnicos que surgieron durante el ensayo, que por diversos motivos tuvieron que descargar una de las probetas y volver a iniciar el ciclo de carga, como se observa en la Figura 4.12b en azul.

De las cinco dovelas ensayadas, solo se han podido aprovechar los datos de tres de ellas debido al comportamiento de las otras dos en cuanto a material. Estas probetas que fueron descartadas presentaron una rotura más prematura de lo normal, con lo que los datos obtenidos no sirvieron para el cálculo del factor de sesgo.

4.3.1.4. Abbas et al. (2014)

En esta campaña experimental interesaba comparar el comportamiento mecánico tanto en estado fresco como endurecido entre el hormigón tradicional armado con barras de acero corrugado (HA) y el hormigón reforzado únicamente con fibras (HRF). Para ello se aprovechó un proyecto que consistía en la extensión de 8,6 km de un túnel de metro en Canadá. El revestimiento del túnel se ejecutaba con dovelas de hormigón, que mediante 6 piezas formaban un anillo de 5,7 m de diámetro.

Para el estudio se ensayó una dovela de HA y una de HRF, que es la que interesa en el presente trabajo. La composición de la mezcla de HRF se muestra en la Tabla 4.5, donde

se puede ver que se utilizó una cuantía de fibras de 35 kg/m³. Las fibras eran de acero con los extremos conformados. El límite elástico mínimo de las fibras era de 1050 N/mm², con una longitud de 60 mm y un diámetro de 0,75 mm. Las dimensiones de la dovela eran de 1,50 m de ancho y 0,235 m de canto, con una longitud de 3,18 m.

Tabla 4.5. Dosificación de la mezcla de hormigón.

Componentes	kg/m ³
Cemento	334
Árido fino	587
Árido grueso	920
Escoria hidráulica	163
Cenizas volantes	143
Humo de sílice	37
Agua	97
Fibras de acero	35

El esquema de la configuración del ensayo a flexotracción de las dovelas se muestra en la Tabla 4.5. Tanto para los soportes como para distribuir uniformemente las cargas aplicadas por la prensa hidráulica sobre la probeta se emplearon perfiles metálicos. La separación entre soportes fue de 3 metros, y la carga se aplicó en el centro del vano de la dovela, en su extradós.

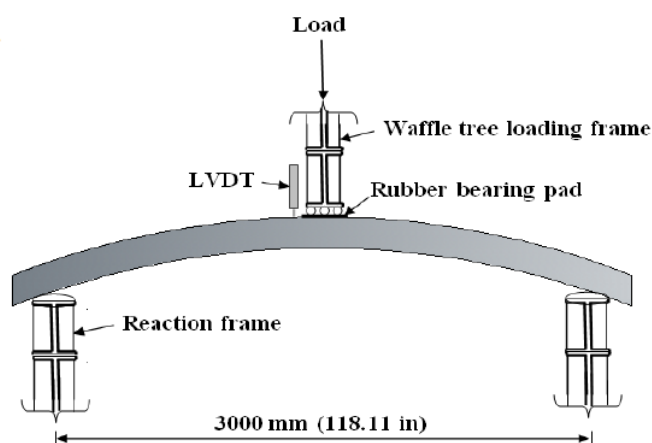


Figura 4.13. Configuración del ensayo a flexotracción.

Durante el ensayo se midió la carga aplicada y el desplazamiento vertical de la sección central. Los resultados obtenidos en forma de curvas de carga-desplazamiento vertical se muestran en la Figura 4.14, tanto para el hormigón tradicional (HA) como para el hormigón reforzado con fibras (HRF).

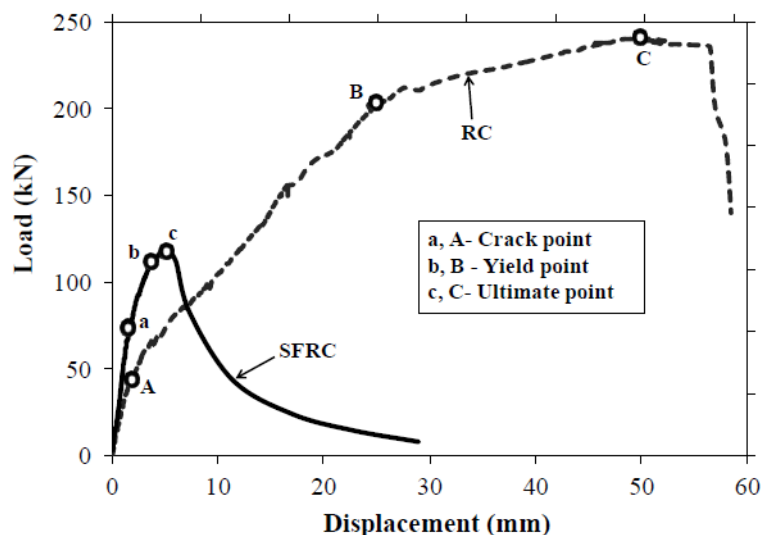


Figura 4.14. Curvas carga-desplazamiento: HRF (línea continua) y HA (línea discontinua).

Para ambas probetas, el comportamiento hasta que se produce la primera fisura es elástico lineal. En el caso de la probeta de HRF, la carga de fisura es superior a la de la probeta de HA, de 71 kN frente a 45 kN. Luego se observa un comportamiento plástico en ambas probetas, que para la de HA presenta una rama considerablemente mayor debido al tipo de refuerzo.

Una vez se alcanza la carga máxima, que para el HRF es de 119 kN y para el HA de 244 kN, los comportamientos son diferentes. Para la dovela armada de forma tradicional se produce una rotura frágil, y la carga desciende considerablemente. Para la dovela con fibras la rotura es dúctil, y presenta un comportamiento de reblandecimiento, como es habitual en este material.

4.3.2. Dovelas para túneles ferroviarios

En la revisión de la literatura científica se encontró una campaña experimental realizada con segmentos destinados al revestimiento de túneles ferroviarios. Aunque se haya hecho distinción en este apartado entre túneles de metro y ferroviarios, en la práctica no existen diferencias notorias entre ambos tipos. Los procedimientos constructivos pueden ser perfectamente los mismos, al igual que los materiales a emplear, entre ellos las dovelas. Donde sí podría haber diferencias sería en aspectos de diseño, como por ejemplo el diámetro interior que debe tener el túnel según la velocidad de la locomotora, aunque estos no son parámetros influyentes en el comportamiento del HRF desde el punto de vista del que se estudia en este trabajo.

4.3.2.1. Poh et al. (2009)

Esta campaña experimental se llevó a cabo en Singapur, y fue promovida por la Autoridad de Transporte Terrestre (LTA) para determinar las propiedades mecánicas del HRF. La intención era establecer las características de rendimiento y especificaciones necesarias de dovelas fabricadas con HRF para emplear en el revestimiento de túneles, enfocado principalmente al tipo de transporte conocido como *Mass Rapid Transport* (MRT).

Para ello se ensayaron probetas tanto a pequeña escala como a escala real. De estas últimas, se ensayaron 6 dovelas fabricadas únicamente con fibras de acero como refuerzo estructural. Las dovelas tenían las dimensiones frecuentemente utilizadas en los túneles ferroviarios ejecutados por la LTA: un canto de 0,35 m y un ancho de 1,40 m. La distancia libre entre los bordes internos era aproximadamente de 2,36 m, con una altura de la dovela de 0,60 m. La sección transversal del túnel estaba formada por 7 dovelas, las cuáles comprendían un ángulo de 48° cada una, y de una llave, de dimensiones más reducidas.

Para la fabricación de las dovelas se empleó la misma dosificación que se estaba utilizando en un proyecto de un túnel cercano (Tabla 4.6). Como refuerzo se utilizaron únicamente fibras de acero, y se probaron dos cuantías distintas: 30 kg/m³ y 40 kg/m³. Las fibras utilizadas eran de acero con los extremos conformados, y tenían una longitud de 60 mm y un diámetro de 0,75 mm.

Tabla 4.6. Dosificación del hormigón.

Componentes	kg/m ³
Cemento	380
Árido fino	576
Árido grueso	1292
Agua	133
Humo de sílice	20
Aditivo	5,75
Fibras de acero	30/40

Para la configuración del ensayo a flexotracción se apoyaron las dovelas sobre dos superficies planas, de forma que uno de los apoyos era fijo y el otro libre (en dirección horizontal). Se aplicó una carga repartida en la sección transversal al medio del vano, en su extradós (Figura 4.16). Durante el ensayo se midió la carga aplicada juntamente con el desplazamiento vertical observado en dicha sección central.

La Figura 4.15 muestra las curvas carga-desplazamiento vertical en el centro de la luz de la dovela, obtenidas durante el ensayo. Se muestran los resultados separados por cuantías, por un lado la de 30 kg/m³ y por el otro la de 40 kg/m³.



Figura 4.16. Configuración del ensayo a flexotracción a escala real.

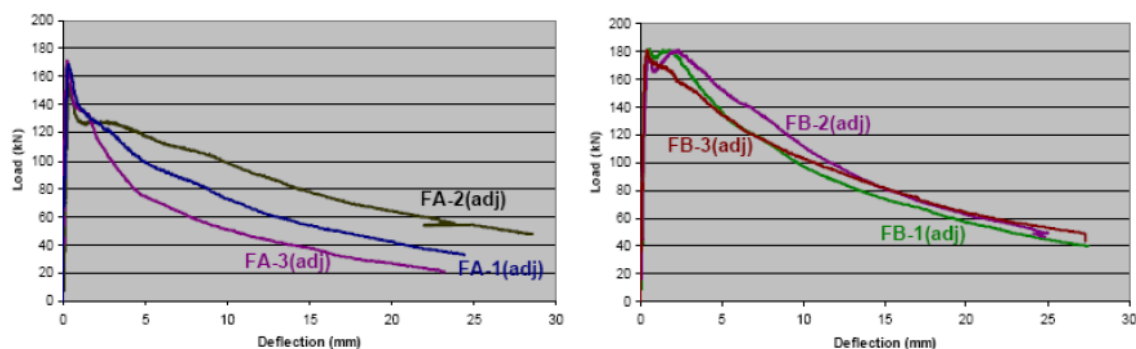


Figura 4.15. Curvas carga-desplazamiento vertical para 30 kg/m^3 (serie FA) y 40 kg/m^3 (serie FB).

De los resultados de la Figura 4.15 se puede observar que en la fase elástica los desplazamientos aumentan linealmente con la carga aplicada, hasta que se produce la primera fisura de la pieza. Para la serie de probetas con una cuantía de 30 kg/m^3 se observa una caída fuerte de la carga aplicada hasta un 80% de la carga máxima, a partir de donde se estabiliza y disminuye más gradualmente. Para la otra serie de probetas (40 kg/m^3) ocurre un comportamiento algo distinto. Dos de las tres probetas presentan una pequeña pero abrupta disminución de carga y seguidamente remontan otra vez, presentando un segundo pico de carga. Luego ya disminuyen de forma gradual con el desplazamiento.

Los valores promedio de las cargas máximas de cada serie son de 164,5 kN y 178,1 kN para las series de 30 kg/m^3 y 40 kg/m^3 respectivamente. Aunque en pequeña medida, el aumento de la cuantía de fibras de una serie a otra provoca un aumento de la carga máxima a flexotracción que resisten las dovelas.

En cuanto a la resistencia residual, se puede observar que se comporta ligeramente mejor la serie de 40 kg/m^3 , pues las cargas resistidas son mayores para los mismos desplazamientos verticales observados.

4.3.3. Dovelas para pozos verticales

Aunque el uso de dovelas en pozos verticales no es tan conocido, es un campo de aplicación frecuentemente usado y una opción muy viable en muchos casos. De la literatura científica revisada se encontró una campaña experimental que realizó ensayos sobre dovelas para uso en un pozo vertical, que se presenta a continuación.

4.3.3.1. Liao et al. (2015b)

Esta campaña experimental es la misma que se explica en el capítulo 3.2.1, donde se muestra detalladamente los ensayos realizados sobre probetas a pequeña escala. Como en todas las campañas que se muestran en este trabajo, también se realizaron ensayos sobre probetas a tamaño real, concretamente sobre dovelas para pozos verticales.

El proyecto en cuestión pertenecía a la construcción de un pozo vertical de ventilación de la línea de Alta Velocidad que conectaba Madrid, Barcelona y Francia (ver Figura 4.17). El pozo se ubicaba en Montcada y Reixac (Barcelona), y el objetivo del estudio consistía en rediseñar el refuerzo de las dovelas utilizando únicamente fibras de acero, sin ningún tipo de armado tradicional.

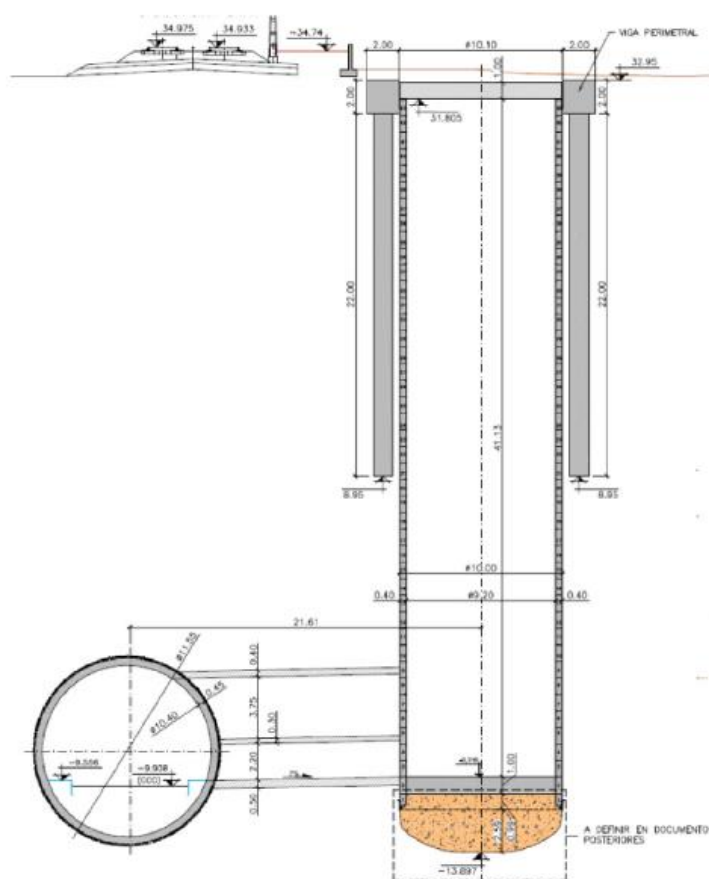


Figura 4.17. Sección transversal del pozo de Montcada i Reixac.

En primer lugar se realizaron una serie de ensayos a pequeña escala, para caracterizar el comportamiento mecánico del HRF, y después de plantear una formulación se llevaron a cabo ensayos a escala real. La finalidad de estos segundos ensayos no era otra que para verificar la adecuación de la formulación analítica que se proponía en el estudio.

Para los ensayos a escala real se fabricaron dos dovelas, una con hormigón convencional (HC) y otra con hormigón autocompactante (HAC), igual que las probetas a pequeña escala. Dichas probetas tenían un ancho de 1,20 m y un canto de 0,35 m. La longitud en proyección horizontal era de 5,50 m, lo que es un tamaño considerablemente superior en comparación a las dovelas que se utilizan en túneles. Ello es posible gracias a los esfuerzos y condiciones de contorno a los que una pieza de estas está sometida, que son diferentes que los de una dovela de túnel.

Las dosificaciones de las dos piezas fueron las mismas que las utilizadas para los ensayos a pequeña escala (Tabla 4.7). Las cuantías de fibras utilizadas fueron de 50 kg/m³ para ambas dovelas. Las fibras empleadas fueron fibras de acero bajo en carbono con los extremos conformados. El límite elástico mínimo de las fibras era de 1000 N/mm², con una longitud de 50 mm \pm 1 mm y un diámetro de 1,0 mm \pm 0,1 mm.

Tabla 4.7. Dosificación de los hormigones.

Componentes	HC (kg/m ³)	HAC (kg/m ³)
Cemento I 52,5R	312	380
Arena 0-5 mm	817	1200
Árido 5-12 mm	404	500
Árido 12-20 mm	810	200
Agua	156	165
Superplastificante	2,19	4,56
Fibras de acero	50	50

La configuración del ensayo a flexotracción es la que se muestra al principio de este apartado en la Figura 4.3. Las dovelas se apoyaron en dos soportes y se aplicó una carga central con una prensa hidráulica. La fuerza de la carga se transmitía de forma uniforme en la sección transversal central del extradós de las probetas gracias a un perfil metálico y un neopreno.

Durante el ensayo se midió la carga aplicada y la apertura de la fisura generada (CMOD). La Figura 4.18 muestra las curvas F-CMOD obtenidas de los dos ensayos, donde en línea continua se ve la dovela fabricada con HAC y en discontinua la fabricada con HC.

Aunque es difícil de ver en el gráfico, las dos curvas presentaron un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la carga de rotura. La probeta fabricada con HAC presentó una carga de rotura superior a la probeta de HC, las cargas fueron exactamente de 68 kN y 61,5 kN. Dado que la geometría de las dovelas era idéntica, esta diferencia puede ser atribuida al

tipo de hormigón de cada mezcla. Después de la rotura de la pieza, ambas probetas presentaron un comportamiento similar de reblandecimiento (*softening*) con una respuesta dúctil.

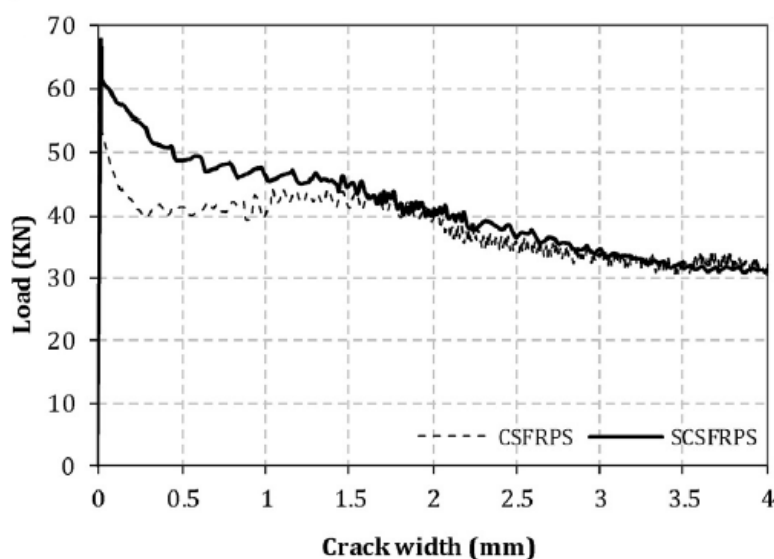


Figura 4.18. Curvas carga-CMOD de las dovelas: HC (línea discontinua) y HAC (línea continua).

4.3.4. Segmentos para proyectos de investigación

Con el fin de recopilar más datos sobre ensayos en segmentos a escala real para obtener una función del factor de sesgo más realista, en la literatura científica revisada se incluyó un proyecto de investigación realizado sobre losas de HRF. Aunque una losa no tiene la misma geometría que una dovela, cuando se somete a flexotracción presenta un estado seccional de esfuerzos muy parecido, que a efectos prácticos se puede considerar idéntico. Así pues, la campaña que se presenta en este apartado trata de ensayos a flexotracción sobre losas de hormigón a gran escala.

4.3.4.1. De la Fuente et al. (2016)

Esta campaña experimental pertenece a un estudio que fue encargado para estudiar distintas configuraciones de refuerzo estructural de dovelas para un túnel de ferrocarril de alta velocidad en Oslo (Noruega), perteneciente a una línea conocida como *Follo line*. Esta línea está proyectada con una longitud de 22,5 km, de los cuales 19 km se harán en un único túnel.

En un principio, el diseño del refuerzo de las dovelas que conforman el revestimiento del túnel consistía en una combinación entre el armado tradicional mediante barras de acero corrugado y el uso de hormigón con fibras, lo que se conoce como un armado híbrido. La finalidad de la campaña experimental fue la de caracterizar el material

y mediante ensayos a escala real obtener resultados representativos que permitiesen tomar decisiones sobre la configuración de armado más óptima para la producción de las dovelas.



Para ello se fabricaron una serie de losas rectangulares de hormigón con la misma dosificación base (Tabla 4.8) y con distintas configuraciones de armado. Aquí se presentan aquellas configuraciones fabricadas únicamente con HRF, sin armado tradicional de barras de acero corrugado. Las dimensiones de las losas eran de 1 m de ancho por 0,4 m de canto, con una longitud de 3 m.

Tabla 4.8. Dosificación del hormigón.

Componentes	kg/m ³
Cemento II B-M 42,5R	400
Microsílice	16
Arena natural 0-8 mm	387
Arena 0-8 mm	461
Árido 8-16 mm	352
Árido 16-22 mm	652
Agua	143
Superplastificante	6
Fibras de acero	20/25/30

Para las losas fabricadas únicamente con HRF se emplearon tres cuantías de fibras distintas: de 20 kg/m³, 25 kg/m³ y 30 kg/m³. Las fibras que se usaron fueron de acero, y se usaron dos tipos diferentes: del tipo 3D para las cuantías de 25 kg/m³ y 30 kg/m³ y del tipo 4D para la cuantía de 20 kg/m³. La diferencia principal entre ambas es la forma del anclaje final, que para el tipo 4D le proporciona una resistencia a tracción mayor. En la Tabla 4.9 pueden verse las características de los dos tipos de fibras.

Tabla 4.9. Características principales del tipo de fibras.

Parámetros	Tipo 3D	Tipo 4D
Longitud (mm)	35	35
Diámetro (mm)	0,55	0,55
Resistencia a tracción (MPa)	1325	1850
Módulo de elasticidad (GPa)	200	200
Vista de la fibra		

El ensayo a flexotracción realizado en las losas fue distinto de los ensayos de las demás campañas experimentales presentadas. En esta campaña, en vez de una carga uniformemente repartida en el medio del vano se aplicaron dos cargas, una a cada tercio, como se puede ver en la Figura 4.19. Las cargas se aplicaban con una prensa hidráulica y se distribuían uniformemente mediante perfiles metálicos y tiras de neopreno. En los apoyos también se utilizaron dichos materiales para garantizar un soporte estable.



Figura 4.19. Configuración del ensayo a flexotracción de las losas.

Durante el ensayo se midió la carga aplicada, el desplazamiento vertical del pistón y la apertura de la fisura producida (CMOD). De los tres ensayos efectuados en losas fabricadas únicamente con HRF, solamente uno proporcionó datos válidos para poder calcular el factor de sesgo. Los otros dos presentaron una rotura prematura con una respuesta frágil, con lo que se tuvieron que descartar. La Figura 4.20 muestra la curva carga-desplazamiento vertical de la losa fabricada con una cuantía de 20 kg/m^3 y con el tipo de fibra 4D, que fue la que proporcionó datos válidos.

El comportamiento de la losa con resultados válidos fue un comportamiento típico de un hormigón con fibras como único refuerzo estructural. De los resultados mostrados en la curva carga-desplazamiento vertical, se puede identificar una primera rama con un comportamiento elástico lineal, hasta que se produce la primera fisura. En este punto es cuando se alcanza la carga máxima, que es de 163 kN. Después de la rotura se produce una disminución considerable de la carga, hasta que se estabiliza alrededor de los 100 kN. Luego la disminución es más controlada, con una respuesta dúctil con reblandecimiento.

La diferencia de respuestas con las losas ensayadas se encuentra principalmente en el tipo de fibras utilizado. La que presentó un comportamiento válido fue la que tenía el tipo de fibra 4D, con unos mejores anclajes que le proporcionaban mayor resistencia a tracción, que a efectos prácticos se traduce en un mejor cosido de la fisura, manteniendo un mayor control con una respuesta dúctil.

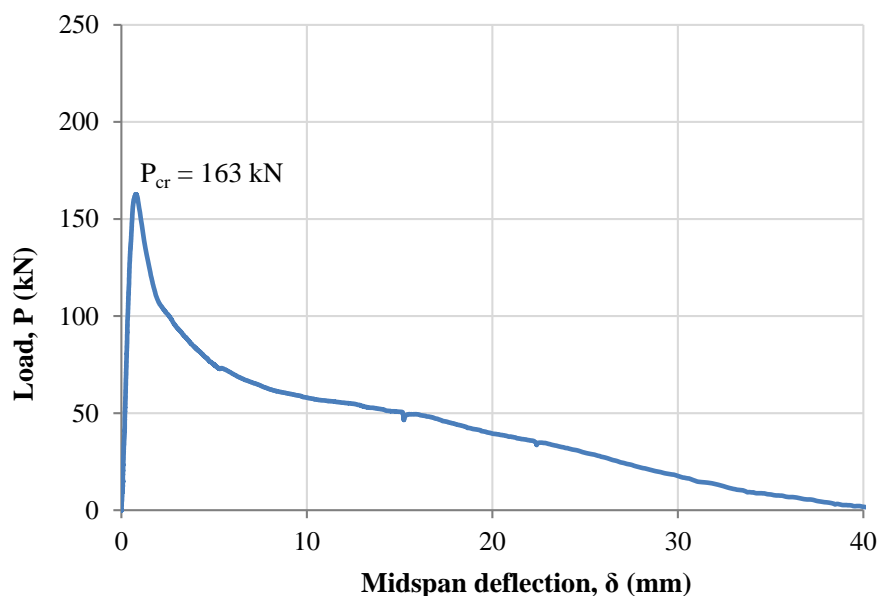


Figura 4.20. Curva carga-desplazamiento de la losa con 20 kg/m³ de fibras tipo 4D.

4.3.5. Recopilación de datos

De cada una de las campañas experimentales presentadas se calcula el factor de sesgo (λ) como se explica al principio del apartado 4.3. Después de descartar algunos ensayos o campañas experimentales ya sea por falta de información o por comportamientos de las probetas inesperados y/o erróneos, se han obtenido un total de 23 dovelas y/o segmentos de los cuáles se ha podido calcular su factor de sesgo (ver Tabla 4.10).

De estas campañas, para los casos en que había más de una probeta con las mismas características (dimensiones, cuantía de fibras, dosificación, etc.) se ha determinado tanto el factor de sesgo medio (λ_m) como el coeficiente de variación de éste (CV_λ). Los valores de λ_m obtenidos son predominantemente mayores que 1,00. Esto significa que el modelo analítico propuesto para calcular el momento último M_u (Ecuación 4.3) conduce a resultados del lado de la seguridad en comparación con los resultados experimentales. Es importante recordar que el factor de sesgo mide la semejanza entre el modelo numérico y los resultados experimentales, y que su expresión analítica se define como el ratio entre $M_{u,exp}/M_{u,mod}$, donde los subíndices significan *experimental* y *modelo*.

Los coeficientes de variación CV_λ obtenidos de cada valor λ_m se encuentran entre el 0,20 – 0,25, que son unos valores muy razonables para este parámetro (El-Reedy, 2012). Analizando los valores de forma global, tanto el valor promedio del factor de sesgo como su coeficiente de variación se muestran en la Tabla 4.11. El valor promedio se mantiene por encima del 1,00, lo que es positivo al estar del lado de la seguridad. El coeficiente de variación global es algo superior al comprendido entre 0,20 – 0,25 obtenido individualmente para cada campaña experimental en los casos que era posible. Esto es debido en cierta medida a la variabilidad de características entre unas campañas

experimentales y otras. Aun así, su valor no es desproporcionado, y más teniendo en cuenta que la información de la que se ha dispuesto es en cierta medida limitada, aunque suficiente para el presente trabajo.

Tabla 4.10. Campañas experimentales sobre ensayos a flexotracción a escala real en dovelas/segmentos de HRF.

Elemento	Nº Ensayos	f_c (MPa)	Dimensiones (mm)	C_f (kg/m³)	L_f/\varnothing_f	λ	λ_m/CV	Referencia
Dovela (TM)	4	50	2300x1800x350	45 60	50/1,00	0,92 1,48 1,31 0,92	1,20/0,33 1,11/0,25	Gettu <i>et al.</i> , 2004
Dovela (TM)	6	60	3243x1500x235	57	60/0,75	0,66 0,81 0,77 0,80 0,57 0,96	0,76/0,18	Blazejowsky, 2014
Dovela (TM)	3	45	3888x1500x300	35 40 40	40/0,67	1,93 1,15 0,94	1,93/- 1,15/- 0,94/-	Bittencourt <i>et al.</i> , 2016
Dovela (TM)	1	60	3180x1500x235	35	60/0,75	1,23	1,23/-	Abbas <i>et al.</i> , 2014
Dovela (TF)	6	60	2359x1400x350	30 40	60/0,75	0,89 1,04 0,67 1,33 1,48 1,31	0,87/0,22 1,37/0,07	Poh <i>et al.</i> , 2009
Dovela (PV)	2	50 50	5500x1200x350	45 50	50/1,00	0,90 0,51	0,90/- 0,51/-	Liao <i>et al.</i> , 2015b
Losa (PI)	1	55	3000x1000x400	20	35/0,55	1,35	1,35/-	de la Fuente <i>et al.</i> , 2016

TM: Túnel de Metro; TF: Túnel Ferroviario; PV: Pozo Vertical; PI: Proyecto de Investigación; f_c : Resistencia a compresión del hormigón; C_f : Cuantía de fibras; L_f : Longitud de las fibras; \varnothing_f : Diámetro de las fibras; λ : Factor de sesgo.

Tabla 4.11. Valor global promedio del factor de sesgo y su coeficiente de variación.

λ	CV (%)
1,04	33,0

Dado que el factor de sesgo es un coeficiente adimensional que no puede ser menor que 0, la función de distribución de probabilidad que sigue es una Log-Normal.

4.4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se muestran los resultados obtenidos de los dos métodos utilizados en el análisis de fiabilidad estructural, el método FORM y las simulaciones de Montecarlo. En ambos casos se ha utilizado el Matlab para programar los algoritmos de cada método. El Matlab es una herramienta de software matemático que utiliza un lenguaje de programación propio (lenguaje M). Para la implementación de algoritmos es un programa que funciona considerablemente bien y, además, no requiere de unos conocimientos de informática muy elevados. En el Anejo 1 de este trabajo se adjuntan los códigos de los algoritmos que se han programado para cada método.

Como complemento del Matlab se ha utilizado el Excel para tratar y analizar los resultados obtenidos de forma global. Con las hojas de cálculo el análisis de valores es mucho más rápido y cómodo, además que permite de un modo simple generar gráficos, mientras que con el Matlab estos procesos son más farragosos y lentos.

4.4.1. Resultados del método FORM

Con el procedimiento indicado en el apartado 4.2.2 se obtiene el índice de fiabilidad (β) para la función de estado límite estudiada, mediante el cual es posible obtener la probabilidad de fallo asociada (P_f). Para el funcionamiento del algoritmo hay que introducir previamente ciertos parámetros de entrada, como el coeficiente de variación de f_{R3} (CV_{fR3}). Con estos parámetros el algoritmo calcula el índice β para un caso individual, de forma que se puede apreciar la influencia de los parámetros introducidos.

Se ha escogido este funcionamiento, en el que se calculan los índices β uno a uno, para poder tratar mejor los resultados a posteriori con el Excel y por simplicidad del proceso global. Además, de este modo el coste computacional del algoritmo del método FORM es muy bajo, siendo el tiempo de cálculo en Matlab muy rápido, de 0,04 segundos aproximadamente.

Considerando en criterio de seguridad en que $M_u \geq M_{fis}$ visto en el apartado 4.2.1 y la función de estado límite de la Ecuación 4.5, la ecuación de diseño para el caso $g = 0$ es la que se muestra en la Ecuación 4.19.

$$\frac{f_{R3k}}{\gamma_{fR3k}} = f_{ctm} \cdot (1,6 - h) \quad (4.19)$$

El parámetro γ_{fR3k} corresponde al coeficiente parcial de seguridad de f_{R3k} , que según la expresión anterior es más bien un coeficiente global de seguridad, dado que se considera el valor medio de f_{ct} . Respecto a esto, hay que añadir que según la mayoría de códigos el valor representativo de f_{ct} en situaciones de fisura es f_{ctm} .

Con la ecuación de diseño definida es posible determinar el índice de fiabilidad mediante el método FORM tal como se ha comentado. Se asume un conjunto representativo

de casos de diseño en los que el hormigón presenta una f_{ck} comprendida entre 40 y 60 MPa y el canto h de la pieza presenta dimensiones entre 200 y 400 mm.

En cuanto al $CV_{f_{R3}}$, a pesar de los resultados obtenidos del estudio paramétrico del capítulo 3, se considera un rango amplio de valores para determinar la influencia de este parámetro en los resultados. Se decide probar los valores del 10, 15, 20 y 30% para la variación de f_{R3} . Los valores de $CV_{f_{R3}}$ comprendidos entre el 10% - 15% pueden representar dispersiones de mezclas de HRF con una alta homogeneidad, caracterizadas mediante ensayo BCN según UNE 83515:2010, mientras que valores de $CV_{f_{R3}}$ mayores de 15% pueden representar dispersiones de mezclas normales de HRF y caracterizadas con otro ensayo, como por ejemplo el ensayo a flexotracción con carga central o 3-PBT según EN 145651:2005 (Pujadas *et al.*, 2013; Pujadas *et al.*, 2014).

En la Figura 4.21 se muestran los resultados obtenidos mediante el método FORM con las consideraciones mencionadas. La gráfica muestra la relación $\beta - \gamma_{f_{R3k}}$, obtenida para cada punto de forma individual, donde para un valor considerado del coeficiente de seguridad se ha determinado el índice de fiabilidad correspondiente.

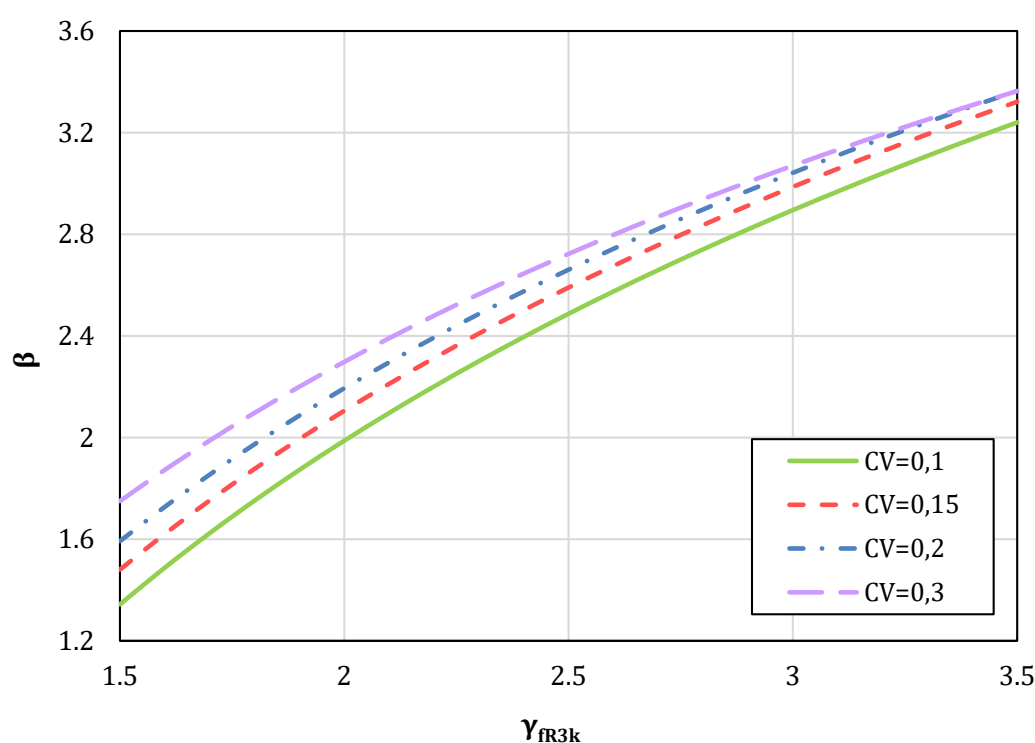


Figura 4.21. Relación $\beta - \gamma_{f_{R3k}}$ obtenida con el método FORM para una dovela de HRF sometida a flexotracción en ELU.

La relación entre el índice de fiabilidad y el coeficiente de seguridad es logarítmica, como se muestra en la figura anterior para los cuatro casos de dispersión considerados. La Ecuación 4.20 presenta una aproximación de $\gamma_{f_{R3k}}$ en función del valor de β requerido y del

coeficiente de variación de f_{R3} , obtenido este último mediante la expresión que se propone en el Capítulo 3.

$$\gamma_{fR3k} = 0,96e^{-1,59CV_{fR3}+0,61\beta CV_{fR3}^{0,14}} \quad (4.20)$$

A modo de referencia, el valor de $\beta = 3,8$ es el comúnmente aceptado para situaciones en ELU para estructuras de hormigón y periodos de referencia de 50 años, y corresponde a una probabilidad de fallo asociada de $P_f = 7,2 \cdot 10^{-5}$. Así pues, nótese que para obtener el índice de fiabilidad requerido en los códigos habría que considerar unos valores de γ_{fR3k} superiores a 4,2 para cualquier dispersión del material y para el caso de situaciones transitorias de carga en ELU.

Por otro lado, si se considera el valor de $\gamma_{fR3k} = 1,5$ tal como indican actualmente los códigos para el HRF, igual que el coeficiente empleado para el hormigón convencional, se puede observar que el índice de fiabilidad correspondiente oscila entre 1,3 y 1,8 dependiendo del CV_{fR3} . Estos valores distan considerablemente del valor de 3,8 marcado en los códigos para ELU, y se asemejan más a valores frecuentes en situaciones de servicio (ELS), donde el nivel de fiabilidad exigido para un periodo de referencia de 50 años es de $\beta = 1,5$, con una probabilidad de fallo asociada de $P_f = 6,7 \cdot 10^{-2}$.

Sin embargo, hay que mencionar que el uso del valor actual de $\gamma_{fR3k} = 1,5$ para el HRF en dovelas podría ser aceptado en fases transitorias de carga debido a varios motivos. En primer lugar, dado que las dovelas durante estas fases aún no están sujetas a condiciones finales de servicio, la seguridad de otras estructuras así como la funcionalidad y utilidad del túnel no se ven comprometidas.

Por otra parte, siguiendo el criterio de rotura comentado en la Figura 4.1, la probabilidad de que se produzca fisuración en la pieza es baja, pues el ratio M_{fis}/M_d es normalmente mayor que 1,5. Consecuentemente no se produce la activación de las fibras, con lo que la dispersión intrínseca del material no influye en el comportamiento mecánico del segmento.

Otro motivo, aunque más delicado de tratar por temas de moralidad, sería los posibles perjuicios que pudiese ocasionar el fallo de la estructura. Si se llegase a producir un fallo potencial de una dovela, el número de técnicos que podrían verse afectados es en la realidad muy reducido, por debajo de dos, y en la mayoría de casos cero.

Por último, si se impusieran los valores de $\beta = 3,8$ para las dovelas con HRF, la cantidad de fibras necesarias para alcanzar la resistencia f_{R3} resultante de considerar que $\gamma_{fR3k} > 4,2$ sería muy elevada. Esto repercutiría directamente y de forma negativa sobre el HRF, que dejaría de ser una solución atractiva tanto desde el punto de vista técnico como económico para el uso en dovelas de túneles.

4.4.2. Resultados de las simulaciones de Montecarlo

Con el fin de contrastar los resultados obtenidos con el método FORM se decidió realizar el mismo ensayo de fiabilidad mediante otro método, las simulaciones de Montecarlo. Como se ha comentado, este método es más sencillo que el método FORM en cuanto a su programación, aunque tiene un coste computacional considerablemente elevado.

Para emplear dicho método hay que conocer la función de estado límite último de la estructura, definida en la Ecuación 4.5, y las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias que intervienen en ella, definidas en la Tabla 4.2. El algoritmo se programa de forma que introduciendo algunos parámetros de la dovela, como h o CV_{fR3} , realiza un número elevado de simulaciones para ese caso particular, y a partir de todas ellas determina la probabilidad de fallo.

Con el fin de obtener resultados representativos, para cada caso particular se decide realizar un total de 500.000 simulaciones. En una computadora convencional, realizar este proceso conlleva cierto tiempo, alrededor de 40 segundos para cada caso estudiado. Consecuentemente, la obtención de resultados mediante este método es mucho más lenta que con el anterior método, el FORM.

Los resultados obtenidos se analizan con una hoja de cálculo y se crean gráficos para contrastar de forma más clara los valores. Al igual que con los resultados obtenidos del FORM, la Figura 4.22 muestra la relación $\beta - \gamma_{fR3k}$ para cada punto de forma individual, donde para un valor considerado del coeficiente de seguridad se ha determinado el índice de fiabilidad correspondiente.

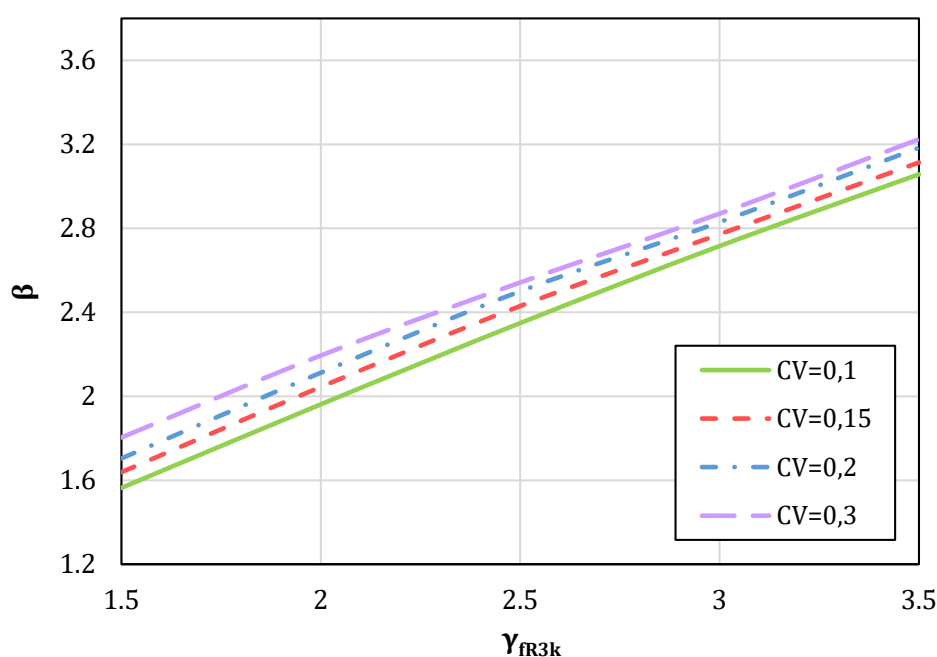


Figura 4.22. Relación $\beta - \gamma_{fR3k}$ obtenida con las simulaciones de Montecarlo para una dovela de HRF sometida a flexotracción en ELU.

Si se comparan ambas gráficas de las figuras 4.21 y 4.22 se puede observar que presentan unos resultados muy parecidos. No obstante, si bien la relación entre el índice β y γ_{fR3k} obtenida con el método FORM presentaba una relación logarítmica, los resultados mediante simulaciones de Montecarlo presentan una relación casi lineal.

Aparte de esto, si se estudian los valores de la gráfica se puede ver que para conseguir el índice de fiabilidad de $\beta = 3,8$ requerido en los códigos y normativas, habría que considerar unos valores de γ_{fR3k} por encima de 4,3 para las fases transitorias de carga en ELU. Como se puede ver, este valor es muy próximo al valor de $\gamma_{fR3k} \geq 4,2$ obtenido con el método FORM.

Planteando el problema al revés, si se utiliza el coeficiente $\gamma_{fR3k} = 1,5$ como se indica actualmente en los códigos para el HRF, la fiabilidad que se obtiene oscila entre 1,5 y 1,8 dependiendo del CV_{fR3} . Igual que antes, estos valores están muy por debajo del valor exigido en Estado Límite Último, y se asemejan más a los valores utilizados en Estados Límite de Servicio, donde $\beta = 1,5$.

Así pues, se puede comprobar que utilizando dos métodos de fiabilidad estructural distintos, los cuales emplean un procedimiento diferente para llegar a los resultados finales, se obtienen valores muy parecidos y que a la vez difieren en gran medida con lo que se establece en los códigos y normativas.

Se ha podido comprobar que para conseguir el índice de fiabilidad exigido en situaciones de carga en ELU el coeficiente γ_{fR3k} debe tomar valores considerablemente elevados, por encima de 4,2. Este valor es tan elevado que ni siquiera se plantea su uso para el cálculo de estructuras de HRF, pues exigiría un dimensionamiento tan elevado de la pieza que descartaría este tipo de material como posible solución a emplear en dovelas para el revestimiento de túneles.

Por otro lado, también se ha observado que si se considera el valor de $\gamma_{fR3k} = 1,5$ utilizado en la actualidad para el HRF, los índices de fiabilidad que se consiguen oscilan entre 1,3 y 1,8. Estos valores distan del $\beta = 3,8$ exigido hoy en día para situaciones de ELU, y más bien se asemejan a los valores requeridos en situaciones de ELS, donde se exige un $\beta = 1,5$.

Aun así, tal y como se comenta al final del apartado 4.4.1, el uso de del valor actual de $\gamma_{fR3k} = 1,5$ para el HRF en dovelas podría ser aceptado en fases transitorias de carga debido a los motivos que se enumeran en dicho apartado. Entre ellos destaca el hecho que las situaciones estudiadas no están sujetas a condiciones finales de servicio, con lo que la seguridad no está tan comprometida, o que la probabilidad de fisuración con el criterio de rotura considerado es muy baja, entre otras.

5. CONCLUSIONES

5.1. CONCLUSIONES GENERALES

En este trabajo se ha llevado a cabo un análisis de fiabilidad estructural para dovelas de túneles sometidas a esfuerzos a flexotracción. Para el análisis se han tenido en cuenta los siguientes puntos:

- 1) La variabilidad de las propiedades mecánicas del HRF según el tamaño del elemento, visto en el Capítulo 3.
- 2) El formato de seguridad tradicional de los Estados Límite, incluyendo el criterio de rotura supracrítico, que garantiza una rotura dúctil de la pieza.
- 3) Los resultados de numerosos ensayos a escala real de dovelas de HRF sometidas a flexotracción.

Como conclusiones generales, en relación a la primera parte del trabajo, donde se estudia la variabilidad de la resistencia residual a flexotracción (f_R), se puede afirmar que se produce una disminución notoria de la dispersión a medida que aumenta el área fisurada del elemento, causada por la dispersión intrínseca del HRF.

En cuanto a la segunda parte del trabajo, donde se ha realizado el análisis de fiabilidad estructural, se ha podido observar lo siguiente: en base a los criterios de diseño que dictan las normativas actualmente, durante las fases transitorias de carga en las que la dovela se encuentra sometida a esfuerzos a flexotracción, el índice β es inferior al teóricamente requerido, lo que puede generar situaciones con un nivel de seguridad inferior al previsto. Esto implicaría, siendo estrictos con la normativa, un aumento del valor del coeficiente de seguridad γ_{FR3k} para garantizar la fiabilidad requerida.

5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

Las conclusiones específicas que se pueden sacar de los estudios realizados se separan en las dos partes identificables en este trabajo: (1) el estudio de la variabilidad de la resistencia residual f_R del HRF y (2) la realización del análisis de fiabilidad estructural y calibración del coeficiente de seguridad γ_{fR3k} . Las conclusiones de la primera parte son las siguientes:

- Del análisis de las campañas experimentales de probetas de HRF a pequeña escala ejecutadas con el conocido ensayo 3-PBT para la caracterización del material, se ha determinado que el valor medio de la resistencia residual última (f_{Rtu}) de dichas campañas es de 1,42 N/mm², con un coeficiente de variación del 18,6%.
- Del estudio paramétrico realizado, para el que sería un tamaño medio muy frecuentado para dovelas de túneles (3000x1500x300 mm), la dispersión total de la resistencia residual f_{R3} disminuye hasta un valor entorno al 15%. Este valor es algo inferior al obtenido de los ensayos de caracterización en probetas a pequeña escala, que ronda entorno al 18-20%, llegando algunas veces al 25%. Aun así, la dispersión en tracción es considerablemente superior a la de la compresión, con valores típicos entorno al 6%.
- A partir de los resultados del estudio paramétrico se propone una expresión para calcular la dispersión de un elemento en función de su tamaño, teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de caracterización del material en el laboratorio. Esta expresión puede ser aplicable, además de dovelas de túneles, a otros elementos estructurales de HRF sometidos a los mismos esfuerzos.

De la segunda parte del trabajo, perteneciente al análisis de fiabilidad y calibración del coeficiente parcial de seguridad, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- De cada uno de los numerosos ensayos analizados de dovelas de HRF a escala real y sometidas a flexotracción, se ha determinado el factor de sesgo (λ), que mide la semejanza entre el modelo numérico considerado y los resultados experimentales. El valor medio obtenido para dicho factor ha sido de 1,04, con un coeficiente de variación del 33%.
- Los resultados obtenidos del análisis de fiabilidad estructural mediante los dos métodos distintos utilizados, el método FORM y las simulaciones de Montecarlo, presentan un nivel de similitud considerablemente alto. A pesar de las diferencias en el procedimiento de cada método, la obtención de resultados semejantes parece indicar que el planteamiento del problema es bastante realista.
- El coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{fR3k} = 1,5$ que se usa actualmente según dictan las normativas para fases transitorias de carga en ELU, lleva a un índice β muy próximo a 1,5 para valores de CV_{fR3} entre 15-20%. Este nivel de fiabilidad es el equivalente para ELS, y no es suficiente para alcanzar el $\beta = 3,8$ que se

recomienda en ELU. Para alcanzar tal nivel de fiabilidad estructural habría que aumentar considerablemente el coeficiente, con un valor mínimo de $\gamma_{fR3k} = 4,0$.

- Sin embargo, para el caso concreto de dovelas, el nivel de fiabilidad obtenido de $\beta = 1,5$ podría ser asumible, dado que tanto el riesgo humano como el económico involucrados son bajos (una dovela fisurada puede ser sustituida antes de ser colocada en servicio).
- De los resultados del análisis de fiabilidad estructural se propone una ecuación para evaluar el coeficiente γ_{fR3k} del HRF. Esta ecuación tiene en cuenta las dimensiones (b y h) de la sección fisurada del elemento a escala real, la dispersión obtenida del ensayo de caracterización del laboratorio con probetas a pequeña escala (p. ej. el 3-PBT) y el índice β requerido. De este modo, se puede ajustar el valor de γ_{fR3k} de forma más representativa, lo que permite llevar a cabo un diseño estructural más alineado con las dimensiones reales de la pieza, los requerimientos de seguridad necesarios y la dispersión de f_{R3} esperada.

5.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Este estudio se ha centrado en la calibración del coeficiente parcial de seguridad γ_{fR3k} para dovelas de HRF para túneles sometidas a flexotracción. En este sentido, hay que remarcar que el uso del coeficiente de seguridad apropiado permite optimizar el diseño de este tipo de elementos garantizando el nivel de seguridad deseado. Esto es de gran importancia, pues en los próximos años se diseñarán y construirán numerosos túneles con tuneladora, usando como segmentos del anillo las dovelas aquí estudiadas. Sin embargo, aún falta mucho por investigar en este campo y hay que definir bien cuál es el valor óptimo de β a exigir en el diseño de este tipo de elementos.

Por esto, para concluir el estudio en este apartado se listan algunos puntos que podrían ser de ayuda para profundizar en el conocimiento de la materia y permitirían obtener unos resultados más precisos, que por razones varias no ha sido posible de aplicar en este trabajo. Estos puntos son los siguientes:

- Disponer de un mayor número de campañas experimentales, tanto de ensayos a pequeña escala para la caracterización del material como ensayos en piezas a escala real. Esto permitiría poder obtener un conocimiento mayor del HRF, pudiendo discretizar en diferentes cuantías, tipos de fibra, tipos de hormigón, etc.
- Utilizar otros modelos constitutivos menos simplistas para definir el comportamiento residual del HRF a tracción. En este estudio se ha utilizado el modelo rígido-plástico propuesto en el Model Code 2010 para representar el estado seccional post-fisuración. Otras opciones han sido presentadas en el Capítulo 2, donde se han visto modelos más fidedignos a la realidad, como los modelos multilineales por ejemplo.

- Además de estudiar las situaciones de carga transitorias en las que la dovela está sometida a esfuerzos de flexotracción, analizar otras posibles fases de carga donde puedan aparecer otro tipo de esfuerzos o variables de entrada condicionantes, para las que haya que plantear el aspecto de diseño desde otra perspectiva.

BIBLIOGRAFÍA

Abbas, S., Soliman, A., Nehdi, M. (2014). Structural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete tunnel lining segments. *FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop. Fibre Reinforced Concrete Applications*. Montreal, Canada, 532-543.

ACI 544.7R-16 Report on Design and Construction of Fiber-Reinforced Precast Tunnel Segments.

Arnau, O., Molins, C. (2011). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 2: Numerical Simulation. *Tunneling and Underground Space Technology*, 26, 778-788.

Arnau, O., Molins, C. (2012). Three dimensional structural response of segmental tunnel linings. *Engineering Structures*, 44, 210-221.

Arnau, O., Molins, C. (2015). Theoretical and numerical analysis of the three-dimensional response of segmental tunnel linings subjected to localized loads. *Tunneling and Underground Space Technology*, 49, 384-399.

Barros, J.A.O., Cunha, V.M.C.F., Ribeiro, A.F., Antunes, J.A.B. (2005). Post-Cracking Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete. *Materials and Structures*, 38, 47-56.

Bittencourt, T., Figueiredo, A., Bitencourt, L., Galobardes, I., Fernandes, J., Monte, R., Almeida, A.P. (2016). Mechanical behaviour and durability assessment of precast concrete segments for TBM-constructed tunnels. *Report CMSP, São Paulo-Metro Line 5*. Universidade Politécnica de São Paulo.

- Blanco, A., Pujadas, P., de la Fuente, A., Cavalaro, S.H.P., Aguado, A. (2015). Assessment of the fiber orientation factor in SFRC slabs. *Composites Part B*, 68, 343–354.
- Blazejowsky, M. (2012). Flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete tunnel linings. *Electronic Thesis and Dissertation Repository*. The University of Western Ontario. Paper 768.
- Camós, C. (2009). *Determinació del coeficient parcial de seguretat a aplicar al formigó reforçat amb fibres d'acer sotmès a tracció*. (Tesina, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona).
- Cánovas, M.F. (1982). Hormigones reforzados con fibras de acero. *Informes de la Construcción*, 34(342), 5-17.
- Caratelli, A., Meda, A., Rinaldi, Z., Romualdi, P. (2011). Structural behaviour of precast tunnel segments in fibre-reinforced concrete. *Tunneling and Underground Space Technology*, 26(2), 284-291.
- Caratelli, A., Meda, A., Rinaldi, Z. (2012). Design according to MC2010 of fibre reinforced concrete tunnel in Monte Lirio, Panama. *Structural Concrete*, 13 (3), 166–173.
- Carmona, S., Molins, C., Aguado, A., Mora, F. (2016). Distribution of fibres in SFRC segments for tunnel linings. *Tunneling and Underground Space Technology*, 51, 238–249.
- Cavalaro, S.H.P., Blom, C.B.M., Aguado, A., Walraven, J.C. (2011). New Design Method for the Production Tolerances of Concrete Tunnel Segments. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26(6), 824–834.
- Cavalaro, S.H.P., Blom, C.B.M., Walraven, J.C., Aguado, A. (2012). Formation and accumulation of contact deficiencies in a tunnel segmented lining. *Applied Mathematical Modelling*, 36(9), 4422–4438.
- Cavalaro, S.H.P., Aguado, A. (2015). Intrinsic scatter of FRC: an alternative philosophy to estimate characteristic values. *Materials and Structures*, 48(11), 3537–3555.
- Chiaia, B., Fantilli, A.F., Vallini, P. (2009a). Combining fibre-reinforced concrete with traditional reinforcement in tunnel linings. *Engineering Structures*, 31(7), 1600–1606.
- Chiaia, B., Fantilli, A.P., Vallini, P. (2009b). Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings. *Materials and Structures*, 42(3), 339–351.
- CNR-DT 204. (2006). Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture Fibrorinforzate. *Consiglio Nazionale delle Ricerche*, Italia.
- Colombo, M., Martinelli, P., di Prisco M. (2015). A design approach for tunnels exposed to blast and fire. *Structural Concrete*, 16(2), 262–272.
- Colombo, M., Martinelli, P., di Prisco, M. (2016). On the blast resistance of high performance tunnel segments. *Materials and Structures*, 49, 117–131.

- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). EHE-08, Instrucción del Hormigón Estructural. *Madrid, Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica*.
- Conforti, A., Tiberti, G., Plizzari, G.A. (2016). Splitting and crushing failure in FRC elements subjected to high concentrated loads. *Composites Part B*, 105, 82–92.
- de la Fuente, A., Pujadas, P., Blanco, A., Aguado, A. (2012a). Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 27(1), 60-71.
- de la Fuente, A., Aguado, A., Molins, C., Armengou, J. (2012b). Numerical model for the analysis up to failure of precast concrete sections. *Computers & Structures*, 106, 105-114.
- de la Fuente, A., Blanco, A., Pujadas, P., Aguado, A. (2013a). Advances on the use of fibres in precast concrete segmental linings. In *Proceedings of international fib symposium engineering a concrete future: technology, modelling and construction*. Tel Aviv (691-4).
- de la Fuente, A., Escariz, R.C., Figueiredo, A.D., Aguado, A. (2013b). Design of macro-synthetic fibre reinforced concrete pipes. *Construction and Building Materials*, 43, 523–532.
- de la Fuente, A., Cavalaro, S.H.P., Aguado, A. (2016). Results and analysis of the material characterization and full-scale bending tests on RC/FRC slabs. *Report for AGJV (ACCIONA-GHELA Joint Venture)*.
- de la Fuente, A., Cugat, V., Cavalaro, S.H., Bairán, J.M. (2018). Partial Safety Factor for the Residual Flexural Strength of FRC Precast Concrete Segments. In *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Springer, Cham., 1768-1775.
- di Carlo, F., Meda A., Rinaldi, Z. (2016). Design procedure for precast fibre-reinforced concrete segments in tunnel lining construction. *Structural Concrete*, 17(5), 747–759.
- di Prisco, M., Plizzari, G., Vandewalle, L. (2009). Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and Structures*, 42, 1261–1281.
- di Prisco, M., Martinelli, P., Parmentier, B. (2016a). On the reliability of design approach for FRC structures according to Model Code 2010: the case of elevated slabs. *Structural Concrete*, 17(4), 588–602.
- di Prisco, M., Martinelli, P., Dozio, D. (2016b). The structural redistribution coefficient KRd: a numerical approach to its evaluation. *Structural Concrete*, 17(3), 390–407.
- DBV (2001). Merkblatt Stahlfaserbeton, Deutsche Beton Vereins, Berlin.
- El-Reedy, M.A. (2012). *Reinforced Concrete Structural Reliability*. CRC Press.
- Faber, M. H., Sørensen, J. D. (2002). Reliability based code calibration. *The Joint Committee on Structural Safety*, Zurich, Switzerland.

- Fantilli, A.P., Chiaia, B., Gorino, A. (2016a). Volume fraction and ductility index of concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 65, 139–149.
- Fantilli, A.P., Chiaia, B., Gorino, A. (2016b). Unified approach for minimum reinforcement of concrete beams. *ACI Structural Journal*, 113(5), 1107–1116.
- Fédération Internationale du Béton (2013). fib Model Code 2010 for concrete structures. *Comité Euro-International du Béton-Federation International de la Précontrainte*, Berlin, Germany.
- Gettu, R., Gardner, D.R., Saldivar, H., Barragan, B.E. (2004). Study of the Distribution and Orientation of Fibres in SFRC Specimens. *Materials and Structures*, 38(1), 31-37.
- Guillamón, A. (2013). *Diseño integral de dovelas de hormigón reforzado con fibras para el revestimiento de obras subterráneas*. (Tesis de Máster, Universitat Politècnica de Catalunya).
- Hasofer, A.M, Lind, N. (1974). An Exact and Invariant First-Order Reliability Format. *Journal of Engineering Mechanics*, 100(EM1), 111-121.
- ITATECH Activity Group Support. *ITA-TECH design guidance for precast fibre reinforced concrete segments*. July, 2015. Draft Report.
- JCSS (2001). JCSS: Probabilistic model code. *The Joint Committee on Structural Safety*.
- Kadry, S., Chateauneuf, A., El-Tawil, K. (2007). Probabilistic Transformation Method in Reliability Analysis. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 31 (3), 135-148.
- Kooiman A. (2000). *Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design*. (Tesis doctoral, Delft University of Technology).
- Levi, F. (1985). On minimum reinforcement in concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 111(12), 2791–2796.
- Liao, L., de la Fuente, A., Cavalaro, S., Aguado, A. (2015a). Design of FRC tunnel segments considering the ductility requirements of the MC 2010. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 47(3), 200–210.
- Liao, L., de la Fuente, A., Cavalaro, S., Aguado, A., Carbonari, G. (2015b). Experimental and analytical study of concrete blocks subjected to concentrated loads with an application to TBM-constructed tunnels. *Tunneling and Underground Space Technology*, 49(1), 295–306.
- Liao, L., de la Fuente, A., Cavalaro, S.H.P., Aguado, A. (2016). Design procedure and experimental study on fibre reinforced concrete segmental rings for vertical shafts. *Materials & Design*, 92, 590–601.
- Lilliu, G., Meda, A. (2013). Nonlinear phased analysis of reinforced concrete tunnels under fire exposure. *Journal of Structural Fire Engineering*, 4.3, 131–142.

Madsen, H., Ditlevsen, O. (1996). *Structural Reliability Methods of Structural Safety*. Prentice Hall.

Meda, A., Rinaldi, Z., Caratelli, A., Cigniti, F. (2016). Experimental investigation of precast tunnel segments under TBM thrust action. *Tunneling and Underground Space Technology*, 119, 174–185.

Melchers, R.E. (1999). *Structural Reliability: analysis and prediction*. John Wiley.

Moccichino, M., Romualdi, P., Perruzza, P., Meda, A., Rinaldi, Z. (2006). Experimental Tests on Tunnel Precast Segmental Lining with Fibre Reinforced Concrete. *World Tunnel Congress ITA-AITES*, Seoul.

Molins, C., Aguado, A., Saludes, S. (2009). Double Punch Test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona Test). *Materials and Structures*, 42, 415–425.

Molins, C., Arnau, O. (2011). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test Configuration and Execution. *Tunneling and Underground Space Technology*, 26, 764–777.

Montaner, C. (2012). Estudio sobre la armadura mínima mecánica en flexión para secciones rectangulares. *Hormigón y Acero*, 63, 83–97.

Nowak, A. S., Collins, K. R. (2000). *Reliability of structures*. McGraw-Hill, Boston.

Páez, A. (1986). *Hormigón armado (Tomo 1)*. Editorial Reverté, Barcelona, 635.

Parmentier, B., Vandewalle, L., Van Rickstal, F. (2008). Evaluation of the scatter of the postpeak behaviour of fibre reinforced concrete in bending: a step towards reliability. In *7th International RILEM Symposium on fibre reinforced concrete*, Chennai, India, 133–143.

Plizzari, G.A., Tiberti, G. (2006). Steel fibers as reinforcement for precast tunnel segments. *Tunneling and Underground Space Technology*, 21(3), 438–439.

Poh, J., Tan K.H., Peterson, G.L., Wenm, D. (2009). Structural testing of steel fibre reinforced concrete (SFRC) tunnel lining segments in Singapore, *WTC 2009*, Budapest, Hungary.

Pujadas, P., Blanco, A., Cavalaro, S., de la Fuente, A., Aguado, A. (2013). New analytical model to generalize the Barcelona test using axial displacement. *Journal of Civil Engineering and Management*, 19(2), 259–271.

Pujadas P., Blanco A., Cavalaro S.H.P., de la Fuente A., Aguado A. (2014). Multidirectional double punch test to assess the post-cracking behaviour and fibre orientation of FRC. *Construction and Building Materials*, 58, 214–224.

RILEM TC 162-TDF. (2003). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - σ - ϵ design method. Final Recommendation. *Journal of Materials and Structures*, 35, 560–567.

- Saludes, S., (2006). *Ensayo de doble punzonamiento aplicado al hormigón reforzado con fibras (ensayo Barcelona)*. (Tesina, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona).
- Sorelli, L., Toutlemonde, F. (2005). On the design of Steel Fiber Reinforced Concrete tunnel lining segments. In *11th International Conference on Fracture (ICF11)*, 8, 5702–5707.
- Stroband, J. (1998). Standardisation of test methods for Steel Fibre Reinforced Concrete, *Laboratory report no. 25.5.98-14*, Delft University of Technology, Netherlands.
- Sundararajan, C.R. (1995). *Probabilistic Structural Mechanics Handbook*. Chapman & Hall, New York.
- Tiberti, G., Minelli, F., & Plizzari, G. (2015). Cracking behavior in reinforced concrete members with steel fibers: a comprehensive experimental study. *Cement and Concrete Research*, 68, 24-34.
- Torrents, J.M., Blanco, A., Pujadas, P., Aguado, A., Juan-García, P., Sánchez-Moragues, M.A. (2012). Inductive method for assessing the amount and orientation of steel fibers in concrete. *Materials and Structures*, 45(10), 1577–1592.
- UNE 83515:2010. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. AENOR.
- UNE-EN 14651:2007. Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual).
- Van Mier, J.G.M., Van Vliet, M.R.A. (2002). Uniaxial tension test for the determination of fracture parameters of concrete: state of the art. *Engineering Fracture Mechanics*, 69, 235-247.
- Vandewalle, L., Van Rickstal, F., Parmentier, B., De Grove, E. (2008). Dispersion of the mechanical properties of FRC investigated by different bending tests. *Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for Our Society*, 123, 507-512.
- Walraven, J. C. (2009). High performance fiber reinforced concrete: progress in knowledge and design codes. *Materials and Structures*, 42(9), 1247.

ANEJO 1

ALGORITMOS DE MATLAB

En este Anejo se muestran los algoritmos que han sido programados con la herramienta informática Matlab para llevar a cabo todos los estudios y modelizaciones mediante los cuales se han obtenido los resultados de este trabajo. Concretamente, se han programado tres códigos referentes a los siguientes análisis:

- Algoritmo del estudio del efecto tamaño (Capítulo 3)
- Algoritmo del método FORM (Capítulo 4)
- Algoritmo de las simulaciones de Montecarlo (Capítulo 4)

Algoritmo del estudio del efecto tamaño

Este algoritmo permite calcular la dispersión intrínseca de f_{R3} para un tamaño deseado de un elemento estructural sometido a flexotracción. Gracias a los resultados proporcionados por este algoritmo se ha podido desarrollar el estudio paramétrico presentado en el Capítulo 3.

```
%Determinación del coeficiente de Variación según tamaño pieza
clear all
clc

%Media y desviación de f_Ftu:
mu=1.4187;% (N/mm2)
sigma=0.2586;% (N/mm2) equivale a V=18.6%
%Geometría pieza:
```

```

b=150;% (mm)
h=150;% (mm)

%Tamaño de la pieza (por bloques):
m=input('Numero de filas= ');
n=input('Numero de columnas= ');

A=0;
for k=1:300000

    %Tensiones en la pieza (N/mm2)
    matriz=normrnd(mu,sigma,m,n);

    %Fuerzas en la pieza (kN)
    matriz_F=(b*h/1000)*matriz;

    %Cada celda multiplicada por su distancia a C:
    for i=1:m
        matriz_M(i,:)=matriz_F(i,:)*(i*h-h/2)/1000;% (kN·m)
    end

    %Cálculo del momento en C:
    M=sum(matriz_M(:));% (kN·m)

    A(k)=M;% A contiene todas las simulaciones del momento
end

media=mean(A)% (kN·m)
desviacion=std(A);% (kN·m)
CV=desviacion/media*100% (%)

```

Algoritmo del método FORM

Este algoritmo corresponde al método FORM (*First Order Reliability Method*), y permite realizar un análisis de fiabilidad estructural mediante el cual se obtiene el índice de fiabilidad (β) de la estructura en cuestión. Con este algoritmo se puede realizar la calibración del factor de seguridad de f_R , tal como se muestra en el Capítulo 4.

```

%Método FORM
% g=bias*fR3-fctfl
clear all
clc

% Datos a escoger:
fck=25;% (MPa)
h=200;% (mm)
V_fR3=0.2;% CV de fR3
gamma_fR3k=1.5;% CPS de fR3k

% Datos de entrada:
V_bias=0.33;% CV de Bias factor
V_fctfl=0.3;% CV de fct (JCSS)
mu_bias=1.04;
if fck<=50

```

```

    fctm=0.3*fck^(2/3);
else
    fctm=0.58*fck^(1/2);
end

sigma_lnX=sqrt(log(1+V_fr3^2));
mu_lnX=log(1)-0.5*sigma_lnX^2;
Y=1/(logninv(0.05,mu_lnX,sigma_lnX));

fR3m=gamma_fr3k*(1.6-h/1000)*fctm*Y
fctmfl=(1.6-h/1000)*fctm;

% Punto inicial de diseño (Igual a puntos medios):
bias(1)=mu_bias;
fR3(1)=fR3m;
fctfl(1)=bias(1)*fR3(1);

maxiter=input('Número de iteraciones= ');

for i=1:maxiter

    %Parámetros Normales Equivalentes:
    sigmaEQ_bias(i)=bias(i)*sqrt(log(1+V_bias^2));
    muEQ_bias(i)=bias(i)*(1+log(mu_bias/bias(i))-0.5*log(1+V_bias^2));
    sigmaEQ_fr3(i)=fR3(i)*sqrt(log(1+V_fr3^2));
    muEQ_fr3(i)=fR3(i)*(1+log(fR3m/fR3(i))-0.5*log(1+V_fr3^2));
    sigmaEQ_fctfl(i)=fctfl(i)*sqrt(log(1+V_fctfl^2));
    muEQ_fctfl(i)=fctfl(i)*(1+log(fctmfl/fctfl(i))-
0.5*log(1+V_fctfl^2));

    % Variables en forma estándar:
    z1(i)=(bias(i)-muEQ_bias(i))/sigmaEQ_bias(i);
    z2(i)=(fR3(i)-muEQ_fr3(i))/sigmaEQ_fr3(i);
    z3(i)=(fctfl(i)-muEQ_fctfl(i))/sigmaEQ_fctfl(i);

    % Derivadas parciales de g:
    G1(i)=-fR3(i)*sigmaEQ_bias(i);
    G2(i)=-bias(i)*sigmaEQ_fr3(i);
    G3(i)=sigmaEQ_fctfl(i);

    % Cálculo de Beta:
    l(i)=sqrt(G1(i)^2+G2(i)^2+G3(i)^2);
    beta(i)=(G1(i)*z1(i)+G2(i)*z2(i)+G3(i)*z3(i))/l(i);

    % Cálculo de alfa:
    alfa_1(i)=G1(i)/l(i);
    alfa_2(i)=G2(i)/l(i);
    alfa_3(i)=G3(i)/l(i);

    % Cálculo del nuevo punto de diseño (Coordenadas estandarizadas):
    z1(i+1)=alfa_1(i)*beta(i);
    z2(i+1)=alfa_2(i)*beta(i);

    % Cálculo del nuevo punto de diseño (Coordenadas originales):
    bias(i+1)=muEQ_bias(i)+z1(i+1)*sigmaEQ_bias(i);
    fR3(i+1)=muEQ_fr3(i)+z2(i+1)*sigmaEQ_fr3(i);

    % Cálculo de la variable restante (de g=0):

```

```

fctfl(i+1)=bias(i+1)*fR3(i+1);

end

% Índice fiabilidad Beta:
fprintf('\nCon CV_fR3 =%5.2f, gamma_fR3k =%4.1f, fck =%3.0f MPa, h
=%4.0f mm\n',V_fR3,gamma_fR3k,fck,h);
fprintf('\nÍndice fiabilidad Beta: %6.4f\n',beta(maxiter));
commandwindow

```

Algoritmo de las simulaciones de Montecarlo

De igual modo que el algoritmo del método FORM, este otro también permite realizar un análisis de fiabilidad estructural, mediante el cual se obtiene la probabilidad de fallo (P_f) de la estructura en cuestión. A partir de dicha probabilidad es posible determinar el índice β . Con este algoritmo también se puede realizar la calibración del factor de seguridad de f_R , tal como se muestra en el Capítulo 4.

```

%SIMULACIONES DE MONTECARLO
clear all
clc

% Datos a escoger:
fck=25;% (MPa)
h=200;% (mm)
V_fR3=0.2;% CV de fR3
gamma_fR3k=1.5;% CPS de fR3k

% Datos de entrada:
V_bias=0.33;% CV de Bias factor
V_fctfl=0.3;% CV de fct (JCSS)
mu_bias=1.04;
if fck<=50
    fctm=0.3*fck^(2/3);
else
    fctm=0.58*fck^(1/2);
end

sigmaLN_fR3=sqrt(log(1+V_fR3^2));
muLN_fR3_rel=log(1)-0.5*sigmaLN_fR3^2;
Y=1/(logninv(0.05,muLN_fR3_rel,sigmaLN_fR3));

fR3m=gamma_fR3k*(1.6-h/1000)*fctm*Y;
muLN_fR3=log(fR3m)-0.5*sigmaLN_fR3^2;

fctmfl=(1.6-h/1000)*fctm;

sigmaLN_bias=sqrt(log(1+V_bias^2));
muLN_bias=log(mu_bias)-0.5*sigmaLN_bias^2;
sigmaLN_fctfl=sqrt(log(1+V_fctfl^2));
muLN_fctfl=log(fctmfl)-0.5*sigmaLN_fctfl^2;

F=0;
numiter=500000;% Numero simulaciones

```



```
for i=1:numiter
    bias(i)=lognrnd(muLN_bias,sigmaLN_bias);
    fR3(i)=lognrnd(muLN_fR3,sigmaLN_fR3);
    fctfl(i)=lognrnd(muLN_fctfl,sigmaLN_fctfl);
    %Función estado límite g:
    g(i)=bias(i)*fR3(i)-fctfl(i);

    if g(i)<0
        F=F+1;
    else
        F=F;
    end
end

end

%Probabilidad de fallo
Pf=F/numiter;

fprintf('\nCon CV_fR3 =%5.2f,  gamma_fR3k =%4.1f,  fck =%3.0f MPa,  h
=%4.0f mm\n',V_fR3,gamma_fR3k,fck,h);
fprintf('\nProbabilidad de fallo: %6.2E\n',Pf);
commandwindow
```

